

第八章 時間依存非線形変形特性の構成則（一次元モデル）の適用

8.1 はじめに

前章までに、堆積軟岩の弾性変形特性の応力状態誘導異方性と時間依存を含む非線形特性について試験結果を通して検討した。簡単に振り返ってみると、

- ・ 堆積軟岩の弾性変形特性には、「鉛直方向ヤング率は、鉛直応力に基本的に依存し、水平方向ヤング率は水平応力に依存する」ような亜弾性体としての性質があり、
- ・ 非線形変形特性の時間依存性に関して、「軸差応力は、現在の軸ひずみと軸ひずみ速度により基本的に決定される」という Isotach 特性がある。

このような性質を考慮しないと、実際の施工段階・施工速度に応じた堆積軟岩の変形を正確に予測できない。また新しい工法の発展を阻害する恐れがある。そこで、本章では、亜弾性体と Isotach 特性に立脚した構成則の適用を試みる。対象は、三軸試験条件における側圧一定下の軸差応力—軸ひずみの一次元関係である。

構成則として、一次元では不十分ではないかという意見がある。無論、不十分であり、本研究の最終的な目標も、三次元モデルの開発にある。しかし現在のところ不可能な理由は、三次元応力状態における適切な時間依存非線形変形特性のデータが得られていないからである。圧縮破壊前の供試体の水平ひずみは大抵非常に小さく、三主応力制御試験装置でこれを長期的に安定し、かつ高精度に得るのは現段階では難しい。

しかし、一次元でも構成則の適用性を評価する意義は大きい。拘束圧一定の軸差応力—軸ひずみ関係であっても堆積軟岩の一般応力状態に対する弾・粘塑的変形特性のモデル化を行なううえで、十分な検証データと考えられる。三次元モデルは、一次元モデルを基本的な柱とし、ストレス・ダイレタンシー関係などを考慮して今後の研究により拡張できるというのが本章の立場である。

8.2 Isotach モデルとその適用

8.2.1 Isotach モデルについて

三軸試験の軸対称応力下における・軸差応力 q —軸ひずみ ε_v^t 関係を、軸ひずみ

速度 $\dot{\varepsilon}_v$ 依存性を利用して導く。具体的には、全軸ひずみ ε_v^t を弾性軸ひずみ ε_v^e と非可逆軸ひずみ ε_v^{ir} に分離し、軸差応力 q が非可逆軸ひずみ ε_v^{ir} とその速度 $\dot{\varepsilon}_v^{ir}$ のみにて表されるとする。

(a) 弾性ひずみ・非可逆ひずみの分離

全軸ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_v^t$ が弾性軸ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_v^e$ と非可逆軸ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_v^{ir}$ の和で表されるとして仮定すると、次式が成り立つ。

$$\dot{\varepsilon}_v^t = \dot{\varepsilon}_v^e + \dot{\varepsilon}_v^{ir} \quad (8.2.1)$$

弾性軸ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_v^e$ は、軸対称応力下で側圧 σ'_h が一定の場合、鉛直方向のヤング率 E_v から次式にて求められる。

$$\dot{\varepsilon}_v^e = \frac{\dot{\sigma}_v}{E_v} \quad (8.2.2)$$

ここで「鉛直方向のヤング率 E_v は、基本的に鉛直応力 σ'_v のみに依存する」という亜弾性体の性質を考慮する。具体的には、Tatsuoka et al.(1999a)の表現方法を用いて鉛直ヤング率 E_v を次式のように表す。

$$E_v = E_{v0} \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right)^m \quad (8.2.3)$$

ここで、 m は実験から得られる定数であり、鉛直ヤング率 E_v の鉛直応力依存性の程度を表す。また、 E_{v0} は等方応力 σ'_{v0} の状態における鉛直ヤング率 E_v の値である。従って非可逆ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_v^{ir}$ は次式にて求められる。

$$\dot{\varepsilon}_v^{ir} = \dot{\varepsilon}_v^t - \frac{\dot{\sigma}'_v}{E_{v0} \left(\sigma'_{v0} / \sigma'_{v0} \right)^m} \quad (8.2.4)$$

図 8.2.1(a), 図 8.2.2(a)に、東京湾口海底軟岩と相模原堆積軟岩の三軸試験による全軸ひずみを弾性軸ひずみ・非可逆軸ひずみに分離した結果を示す。また、図 8.2.1(b), 図 8.2.2(b)に、せん断直前の等方応力状態とクリープ載荷後の異方

応力状態において微小振幅繰返し載荷を行い、鉛直方向のヤング率 E_v の鉛直応力状態依存性を調べた結果を示す。

ここまで具体的な手順は次の通りである。図 8.2.1(b), 図 8.2.2(b)の両対数表示から(8.2.3)式の m 値をそれぞれ求め、(8.2.2)式より弾性軸ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_v^e$ を算出し、(8.2.4)式から非可逆軸ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_v^{ir}$ を得る。 $\dot{\varepsilon}_v^e$ と $\dot{\varepsilon}_v^{ir}$ をそれぞれ積分することにより、図 8.2.1(a), 図 8.2.2(a)を得る。

亜弾性体としての性質を考慮しているので $\varepsilon_{v^e} - q$ 関係は、線形弾性体のように直線にはならず、少し下に凸の曲線になる、特に m 値が大きい東京湾口海底軟岩においてその傾向は大きい。 $\varepsilon_{v^{ir}} - q$ 関係をみると、クリープ後の載荷直後やひずみ速度が急増した直後は、生じる $\varepsilon_{v^{ir}}$ が少ない。一方でひずみ速度が減少するときは $\varepsilon_{v^{ir}}$ が多く生じている。

(b) Isotach 特性

亜弾性体による弾性ひずみは、基本的に時間に依存しない。それゆえ、「軸差応力は、現在のひずみとひずみ速度により基本的に決定される」という Isotach 特性の表現は、実は、「軸差応力は、現在の非可逆ひずみと非可逆ひずみ速度により基本的に決定される」と言い直す必要がある。これは重要なことである。前者の表現を式で表すと、

$$q = q(\dot{\varepsilon}_v^t, \varepsilon_v^t) \quad (8.2.5)$$

となる。

(8.2.5)式に基づくと、例えばクリープ直後に載荷し始めると突然、軸差応力—軸ひずみ関係が垂直に立ち上がり、ひずみ速度に固有の軸差応力—軸ひずみ関係に Jump しなければならない。ひずみ速度が急増あるいは急減するときも同様である。つまりこのような場合に軸差応力—軸ひずみ関係が不連続に表現される。これが、今までの試験結果を反映していないことは明白である。

さらに、軸ひずみ増分が $0(\dot{\varepsilon}_v^t = 0)$ というリラクゼーション(応力緩和)の状態を考えると、(8.2.5)式では、 q が突然にある値($=q(0, \varepsilon_v^t)$)になり、落ち着いてしまう。これでは、 q が時間の経過とともに緩和するという実際の現象を表現できない。

ゆえに本章では、 ε_{v^t} を $\varepsilon_{v^{ir}}$ に、 $\dot{\varepsilon}_v^t$ を $\dot{\varepsilon}_v^{ir}$ に置き換える。ひずみ速度あるいは

は応力速度の急変により、軸差応力—全軸ひずみ関係が不連続になることはない。つまり次式を用いて Isotach 特性を表現する。

$$q = q(\dot{\varepsilon}_v^{ir}, \varepsilon_v^{ir}) \quad (8.2.6)$$

(8.2.6)式より、もし、破壊時の非可逆ひずみ(ε_{vir})_fが、 $\dot{\varepsilon}_v^{ir}$ に依存していないければ、一定の軸ひずみ速度での単調載荷試験から得られる最大軸差応力 q_{max} は、(ε_{vir})_fのみの関数で表される。図 8.2.3 は、相模原堆積軟岩の三軸試験試験結果から得られた(ε_{vir})_fと全軸ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_v^t$ の関係を示したものである。データにバラツキがあるが、(ε_{vir})_f はあまり $\dot{\varepsilon}_v^t$ の影響を受けていない。なお、クリープ破壊が生じるときは図 8.2.3 のような整理方法が有効かどうかは懐疑的である。クリープ破壊では、 q_{max} が見かけ上現れないで、(ε_v^{ir})_f の物理的意味はあいまいになる。また $\dot{\varepsilon}_v^{ir} > (\varepsilon_v^{ir})_f$ になるとひずみの局所化の現象が生じ、クリープ破壊もこの現象を考慮して扱われるべきで、ここではモデルの対象とはしない。(Tatsuoka and Kim, 1993, Hayano et al. 1999)

西ら(1983)は、最大軸差応力 q_{max} がひずみの速度のべき乗に比例して増加することを示している。図 8.2.4 は、相模原堆積軟岩の最大軸差応力と破壊時の全軸ひずみ速度の関係である。同じ傾向を示している。

以上より、 q_{max} を非可逆ひずみ速度の関数として次式で表す。

$$q_{max} = q_{max}(\dot{\varepsilon}_v^{ir}) = a \cdot (\dot{\varepsilon}_v^{ir})^b \quad (8.2.7)$$

ここで、a, b は q_{max} のひずみ速度依存性を表す材料定数である。この求め方は後に述べる。

(c) 正規化した応力・ひずみ関係 $y = f(x)$

図 8.2.5 に正規化した応力 $y=q/q_{max}$ —ひずみ関係 $x=\varepsilon_{vir}/(\varepsilon_{vir})_f$ の関係を示す。(a)は東京湾口海底軟岩、(b)は相模原堆積軟岩の関係である。各データポイントは、ひずみ速度を急変させる直前の状態を正規化したものである。これは急変前のひずみ速度に固有の状態をもっとも強く反映している状態と考えられるからである。

それぞれの $y \cdot x$ 関係は、異なるひずみ速度に関わらず、ひとつの曲線と見なせる。そこで双曲線関数により、

$$y = f(x) = \frac{x}{Q_1 + Q_2 x} \quad (8.2.8)$$

として表現する。ここで Q_1, Q_2 は試験材料と試験条件による定数である。図中にそれぞれのフィッティングで得られた値を示した。

厳密に言えば、 $y=f(x)$ は $x=0$ において $\frac{\partial y}{\partial x} = \infty$, $x=1.0$ において $\frac{\partial y}{\partial x} = 0$ を満たす必要がある。(8.2.8)式はそれを満たしていない。しかし、載荷初期を除けばモデルの適用にほとんど影響がない。このことは後に示す適用結果で示す

(8.2.4), (8.2.7), (8.2.8)式を(8.2.6)式に代入すると、軸差応力 q は最終的に次のように表される。

$$q = q(\dot{\varepsilon}_v^{ir}, \varepsilon_v^{ir}) = a \cdot (\dot{\varepsilon}_v^{ir})^b \cdot f(x) = a \cdot (\dot{\varepsilon}_v^t - \frac{\dot{q}}{E_v})^b \cdot f\left(\frac{\dot{\varepsilon}_v^t - \varepsilon_v^e}{(\dot{\varepsilon}_v^{ir})_f}\right) \quad (8.2.9)$$

(d) ひずみ速度依存性係数 b の決定

図 8.2.6 は、東京湾口海底軟岩の非可逆ひずみ一軸差応力関係で、ひずみ速度急変部分を拡大したものである。図中の A, B 点は、 ε_v^{ir} が同じで、 $\dot{\varepsilon}_v^{ir}$ が異なる典型的な状態を示している。(8.2.9)式を用いれば、A, B 点に対し、

$$\frac{q_2}{q_1} = \left(\frac{\dot{\varepsilon}_v^{ir2}}{\dot{\varepsilon}_v^{ir1}}\right)^b \quad (8.2.10)$$

が得られる。

図 8.2.7 は、東京湾口海底軟岩と相模原堆積軟岩の $\varepsilon_v^{ir} \cdot q$ 関係で得られた $\frac{q_2}{q_1}$ と $\frac{\dot{\varepsilon}_v^{ir2}}{\dot{\varepsilon}_v^{ir1}}$ の関係をまとめたものである。そして両対数表示上で直線近似して b 値を求めている。相模原堆積軟岩より東京湾口海底軟岩の b 値が大きく、ひずみ速度依存性の影響の大きさを反映している。

厳密に言えば $\frac{\dot{\varepsilon}_v^{ir2}}{\dot{\varepsilon}_v^{ir1}}$ と $\frac{\dot{\varepsilon}_v^{ir2}}{\dot{\varepsilon}_v^{ir1}}$ は異なる。しかし、 $\frac{\dot{\varepsilon}_v^{ir2}}{\dot{\varepsilon}_v^{ir1}}$ の各成分に含まれる鉛直弾性ひずみ速度の割合は少なく、 b 値に与える影響は無視できるものと判断した。

得られた b 値より、測定したある $(\dot{\varepsilon}_v^{ir})_f$ における q_{max} から、

$$a = \frac{q_{\max}}{\{(\dot{\epsilon}_v^{ir})_f\}^b} \quad (8.2.11)$$

として a 値を求めた。

(e) リターン・マッチングによる解析方法

図 8.2.8 は、以上述べた Isotach モデルによる異なるひずみ速度の鉛直非可逆ひずみ一軸差応力関係の概念図を示したものである。改めて特徴を述べると、

- q は、 ϵ_v^{ir} と $\dot{\epsilon}_v^{ir}$ により決定されること、
- 破壊時の鉛直非可逆ひずみ(ϵ_v^{ir})_f はひずみ速度によらないこと、
- 正規化した $y=q/q_{\max}$ — $x=\epsilon_v^{ir}/(\epsilon_v^{ir})_f$ 関係はひずみ速度によらないこと、
- モデルに必要な材料パラメータはひずみ速度を変えた一つの三軸試験結果から決定できること、

が挙げられる。

具体的にモデルに必要な材料定数をまとめると、

- ① ある鉛直応力における鉛直方向ヤング率 E_v
- ② E_v の鉛直応力状態依存性の程度を示す m
- ③ ある非可逆軸ひずみ速度で載荷時の最大軸差応力 q_{\max}
- ④ 破壊時の非可逆軸ひずみ(ϵ_v^{ir})_f
- ⑤ 軸差応力一軸ひずみ関係のひずみ速度依存性の程度を示す b
- ⑥ 正規化曲線を双曲線関数で表すための Q_1 と Q_2

である。

図 8.2.9 は、Isotach モデルによる具体的な $q-\epsilon_v^t$ 関係の求め方である。ひずみ制御の状態では、 q と ϵ_v^t が既知の状態 n から、ある微小な全軸ひずみ増分 $d\epsilon_v^t$ に対して(8.2.9)式を満たす dq を求める。逆にクリープ載荷を含む応力制御の状態では、状態 n からある微小な軸差応力増分 dq に対して(8.2.9)式を満たす $d\epsilon_v^t$ を求める。

(f) 対数クリープ則との関係

図 8.2.8 に示すように Isotach モデルでは、クリープ変形は一定の応力下では非可逆ひずみ速度が(8.2.6)式を満足しながら連続的に減少する過程である。そこで(8.2.9)式より次式を得る。

$$\begin{aligned} dq &= \frac{\partial q}{\partial \dot{\varepsilon}_v^{ir}} \cdot d\dot{\varepsilon}_v^{ir} + \frac{\partial q}{\partial \dot{\dot{\varepsilon}}_v^{ir}} \cdot d\dot{\dot{\varepsilon}}_v^{ir} \\ &= a \cdot (\dot{\varepsilon}_v^{ir})^{b-1} \cdot \{b \cdot f(x) \cdot d\dot{\varepsilon}_v^{ir} + \frac{\dot{\varepsilon}_v^{ir}}{(\dot{\varepsilon}_v^{ir})_f} \cdot \frac{\partial f}{\partial x} \cdot d\dot{\varepsilon}_v^{ir}\} = 0 \end{aligned} \quad (8.2.12)$$

(8.2.12)式より、

$$d\dot{\varepsilon}_v^{ir} = -C_r \cdot \frac{d\dot{\varepsilon}_v^{ir}}{\dot{\varepsilon}_v^{ir}} \quad (8.2.13)$$

ここで、

$$C_r = \frac{b \cdot (\dot{\varepsilon}_v^{ir})_f \cdot f}{\frac{\partial f}{\partial x}} \quad (8.2.14)$$

として与えられる。 f は、ある $x = \frac{\dot{\varepsilon}_v^{ir}}{(\dot{\varepsilon}_v^{ir})_f}$ における応力レベル $\frac{q}{q_{\max}}$ で、 $\frac{\partial f}{\partial x}$ は正規化した接線ヤング率である。

実際 C_r は、クリープ変形に伴い連続的に変形する。しかしここで C_r を一定と仮定して(8.2.13)式を積分すると、次式が得られる(Tatsuoka et al., 2000b)。

$$\Delta(\varepsilon_v)_{creep} = C_r \cdot \ln \left\{ \frac{\Delta t \cdot (\dot{\varepsilon}_v^{ir})_0}{C_r} + 1 \right\} \quad (8.2.15a)$$

ここで、 $\Delta(\varepsilon_v)_{creep}$ はクリープ載荷開始時を 0 とするクリープひずみであり、

$(\dot{\varepsilon}_v^{ir})_0$ はクリープ載荷開始時の非可逆軸ひずみ速度である。

$\Delta t \gg \frac{C_r}{(\dot{\varepsilon}_v^{ir})_0}$ を考えると

$$\Delta(\varepsilon_v)_{creep} = C_r \cdot \ln \left(\frac{(\dot{\varepsilon}_v^{ir})_0}{C_r} t \right) = C_r \left(\ln t - \ln \frac{C_r}{(\dot{\varepsilon}_v^{ir})_0} \right) \quad (8.2.15b)$$

ゆえに C_r が大きいほど $\Delta(\varepsilon_v)_{creep}$ が大きくなる。そして(8.2.14)式によれば、 C_r は $b, (\varepsilon_v^{ir})_f, f$ の増加あるいは $\frac{\partial f}{\partial x}$ の減少に伴い、増加する。ゆえに破壊状態に近くにつれて f が増加し、 $\frac{\partial f}{\partial x}$ が減少するので、クリープひずみ $\Delta(\varepsilon_v)_{creep}$ は増加する。また b 値が大きい、つまりひずみ速度依存性が大きい堆積軟岩が、 $(\varepsilon_v^{ir})_f$ が大きい堆積軟岩も大きなクリープひずみを示すことになる。

(8.2.15)式は時間の経過とともに $\Delta(\varepsilon_v)_{\text{creep}}$ が増加し、しばしば用いられる対数クリープ則に近い形をしている。対数クリープ則の最も簡単な表現として、たとえば、Griggs(1939)が提案している、

$$\Delta\varepsilon = a \log \Delta t \quad (8.2.16)$$

がある。aは試験材料、試験条件による定数である。

しかし、(8.2.15)式と(8.2.16)式の大きな違いは、(8.2.15)式の対数の項に、 $(\dot{\varepsilon}_v^{ir})_0$ が含まれることにある。 $(\dot{\varepsilon}_v^{ir})_0$ が大きいほどクリープひずみ $\Delta(\varepsilon_v)_{\text{creep}}$ が大きくなる。従って Isotach モデルは慣用的な対数クリープ則とは異なり、クリープ載荷直前のひずみ速度がクリープひずみに与える影響を明確に考慮している。

8.2.2 Isotach モデルの試験結果への適用

(a) Isotach モデルの適用性

Isotach モデルを、三軸試験で得られた軸差応力一軸ひずみ関係に適用した結果を図 8.2.10—8.2.13 に示す。

図 8.2.10(a),(b)は、図 8.2.1 に示す東京湾口海底軟岩の軸差応力一軸ひずみ関係を対象としている。(c)は接線ヤング率(E_v)_{tan} の変化、(d),(e)は $q=10, 20 \text{kgf/cm}^2$ におけるクリープひずみの時刻歴である。同様に図 8.2.11(a)は、図 8.2.2 に示す相模原堆積軟岩の軸差応力一軸ひずみ関係を対象としている。(b)は接線ヤング率(E_v)_{tan} の変化、(c),(d)は $q=15, 25 \text{kgf/cm}^2$ におけるクリープひずみの時刻歴である。

クリープひずみの計算値には、

- ・ リターンマッチング法により(8.2.13)式を直接積分したもの
- ・ (8.2.15)式により C_r を一定として積分したもの

を示してある。両者の計算値の違いは少ない。すなわちクリープ中 C_r の変化の影響は少ないようである。

試験結果と計算値を比較すると Isotach モデルについて次のことが言える。

- i) 速度一定の単調載荷時やひずみ速度の急変時の軸差応力一軸ひずみ関係がよく表現されている。したがって接線ヤング率の変化もよく表されている。

ii) クリープ載荷中の軸ひずみの時刻歴をよく表現している。

この2つのことは、堆積軟岩に対する Isotach モデルの有効性が非常に高いことを示している。

図 8.2.12(a)(b)は、それぞれ図 7.2.3(a), 図 7.2.4(a)に示す相模原堆積軟岩の軸差応力一軸ひずみ関係を対象として Isotach モデルで計算した結果である。図 8.2.12(d)は、図 8.2.12(c)における三つのクリープ載荷を取り上げ、クリープひずみの時刻歴をしめしたものである。

試験結果では、 $q=35\text{kgf/cm}^2$ におけるクリープひずみのほうが $q=25\text{kgf/cm}^2$ におけるクリープひずみより小さい。これは載荷直前のひずみ速度が異なるからである。Isotach モデルによる計算値はこの傾向を良く表している。これはクリープ載荷時の初期速度 $(\dot{\epsilon}_v^{ir})_0$ を考慮しているからである。計算値では

$q=35\text{kgf/cm}^2$ のクリープ載荷での $(\dot{\epsilon}_v^{ir})_0$ が、 $q=25\text{kgf/cm}^2$ と比較して約 100 倍小さくなっている。

図 8.2.12(e)は、図 8.2.12(a)(b)に示した $q=25\text{kgf/cm}^2$ におけるクリープひずみの時刻歴をしめしたものである。先ほどと同様に、Isotach モデルはクリープ開始時の初期速度 $(\dot{\epsilon}_v^{ir})_0$ が異なり、クリープ載荷直前のひずみ速度履歴の影響をよく表現できている。

(8.2.16)式に象徴される一般的な対数クリープ則は、クリープ開始時の初期速度 $(\dot{\epsilon}_v^{ir})_0$ を考慮した形になっていない。これは重要な欠陥である。

(8.2.16)式を用いてしばしば簡易的に構造物の接地圧による堆積軟岩地盤のクリープ変形を評価することがある。例えばまず、(8.2.16)式の定数 a を軸差応力 q で割った値がほぼ一定になると仮定して、(8.2.16)式を次のように置き換える。

$$\epsilon = a' q \log t \quad (8.2.17)$$

橋梁基礎のような構造物の底面 A に N の荷重が作用した場合にある角度で地中に分散し、ある深さ H まで影響する。そこで軸差応力 q を構造物から作用する垂直応力 σ'_v と水平応力 σ'_h の差として、

$$q = \sigma'_v - \sigma'_h = (1-K)\sigma'_v \quad (8.2.18)$$

で求める。ここで K は土圧係数である。さらに地盤を n 分割して、各層の軸差応力 q_i を、

$$q_i = (1-K)\sigma_{vi} = (1-K) \frac{1}{2} \left(\frac{N}{A_i} + \frac{N}{A_{i+1}} \right) \quad (8.2.19)$$

で求める。ここで $A_i : n$ 等分した層の I 番目の層の上面の面積である。そして地盤全体のクリープ変形量 S は最終的に次式で求める。

$$S = \sum \varepsilon_i \Delta h \quad (8.2.20)$$

ただし、 Δh ：各層の厚さ(H/n)であり、

$$\varepsilon_i = a' q_i l \log t \quad (8.2.21)$$

この対数クリープ則に基づく簡易なクリープ予測手法がクリープ開始時の初期速度の影響を無視しているのは明らかである。実際は構造物の施工により生じる各層のひずみ速度は異なる。そしてクリープ定数 a' は、ひずみ速度の影響を受けるので(8.2.21)式を各深度に対して一律に適用するのは正しくない。

(b) Isotach モデルによる試料の乱れがクリープ特性に及ぼす影響評価

三軸試験で軸差応力一軸ひずみ関係の時間依存性挙動を正確に計測するためには局所的変形測定が必須であると述べた。しかし、たとえひずみの局所的変形測定を行ってもサンプリング試料の乱れが大きくなればなるほど堆積軟岩のクリープ変形量を過大評価してしまうものと推定される。しかし、このことを直接検証した実験結果はほとんどないと思われる。そこで Isotach モデルを用いて、試料の乱れの程度が異なる相模原堆積軟岩の三軸圧縮試験結果からクリープ変形量の予測を試み、試料の乱れがクリープ特性に及ぼす影響について検討を行なった。

第六章で堆積軟岩がサンプリングにより乱れを受けた場合、三軸圧縮試験における軸差応力一軸ひずみ関係がせん断初期に接線ヤング率(E_v)_{tan} が急減して極値を持つことを述べた。図 8.2.13(a)にほぼ同一深度で得られた相模原堆積軟岩の等方圧密非排水三軸圧縮試験の軸差応力一軸ひずみ関係を示す。供試体 A はブロックサンプリング(BS)に、供試体 B,C は RCTS により得られたものである。載荷途中には鉛直方向ヤング率 E_v の鉛直応力 σ'_v への依存性を調べるためにいろいろな応力レベルで繰返し載荷を行い、 E_v を求めている。表 8.2.1 に示すように 3 供試体の最大軸差応力 q_{max} はあまり変わらないがピーク前の非線形変形特性に大きな違いが見られる。図 8.2.13(b)に各供試体の正規化した接線ヤング率一せん断応力レベル関係を示す。供試体 A では応力レベルが低い範囲で

は線形性が比較的強く、その後に $(E_v)_{tan}$ が低下して非線形性がしだいに著しくなる傾向を示す。これはマイクロクラックを含まないコアに見られる特徴である。一方、供試体 B,C では $(E_v)_{tan}$ が減少した後に増加に転じ、再び低下する傾向を示す。 $(E_v)_{tan}$ が $q/q_{max}=0.1$ 付近で最も減少するのが特徴的である。特に供試体 C で $(E_v)_{tan}$ の減少が著しい。試料が乱されるとコアにマイクロクラックが形成されるため、せん断初期には $(E_v)_{tan}$ が小さく、その後応力が増加するにつれてマイクロクラックが密着して $(E_v)_{tan}$ が回復すると考えられる。従って供試体 A を乱れがほとんどない新鮮なコア、供試体 B をやや乱れたコア、供試体 C をかなり乱れたコアと推定できる。図 8.2.14 のようにここでは龍岡ら(1995)に基づき便宜的に Pattern1,2,3 のように非線形変形特性を分類する。

上述の Simple Isotach モデルにより、所定の応力状態における「クリープひずみークリープ開始後の経過時間」関係を予測することができる。図 8.2.15(a) に $q/q_{max}=0.1$ 及び 0.7においてクリープ載荷を想定したときの Simple Isotach モデルで求めた軸差応力ー軸ひずみ関係、図 8.2.15(b)(c)にクリープ載荷時の $\Delta(\varepsilon_v)_{creep}$ の経時変化を示す。 $q/q_{max}=0.1$ 及び 0.7 のクリープ載荷とともに供試体 A, B,C の順序で $\Delta(\varepsilon_v)_{creep}$ が大きくなるが $q/q_{max}=0.1$ の場合に特に供試体 C の $\Delta(\varepsilon_v)_{creep}$ が他の 2 供試体に比べて著しく大きい。この理由は次のように考えられる。

一方で Pattern 2, 3 に見られるように試料が乱れるとピーク応力時のひずみが大きくなり、載荷初期に $(E_v)_{tan}$ は低下する(表 8.2.1)。(8.2.15)式によれば、同じ応力レベル f でも正規化接線剛性 $\frac{\partial f}{\partial x}$ が小さいほど、また $(\varepsilon_v^{vir})_f$ が大きいほど C_r が大きくなる。従って図 8.2.15(b)(c)に見られるように供試体 B, C の $\Delta(\varepsilon_v)_{creep}$ が供試体 A より大きかったものと考えられる。特に $f=0.1$ におけるクリープ載荷では Pattern 3 のようにこの応力レベルで $\frac{\partial f}{\partial x}$ が著しく低下するためにクリープ変形量が大きく生じたものと考えられる。

実際の堆積軟岩地盤を対象とした長大橋梁やダムなどの施工の荷重レベルで地中に生じるひずみレベルはせいぜい 0.2% 程度であり、それほど高くない荷重レベルにおけるクリープ変形予測の精度向上が問われる。しかし図 8.2.15(b)のように試料の乱れが与える影響は大きくクリープ変形量を過大評価する恐れがあり、今後、工学的に重要な課題と考えられる。

8.3 Modified Isotach モデルとその適用

前節で述べた Isotach モデル(以後 Original Isotach モデル)は、堆積軟岩の時間依存非線形変形特性を非常によく表現しうるものであった。しかし、単調圧縮載荷およびクリープ圧縮載荷試験という限られた応力履歴を対象とした検討であった。ここでは、より複雑な応力履歴が加わった時の時間依存非線形変形特性を表現する方法を模索する。具体的には、第七章で示した大振幅繰返し載荷を含むひずみ速度急変単調載荷及び排水三軸クリープ試験による軸差応力一軸ひずみ関係に、Original Isotach モデルを修正したモデル(Modified Isotach モデル)を適用する。

8.3.1 Modified Isotach モデル

図 8.3.1(a)(b)は相模原堆積軟岩の大振幅繰返し載荷を含むひずみ速度急変単調載荷及び排水三軸クリープ試験による軸差応力一軸ひずみ関係である(図 7.2.10 参照)。せん断途中では、鉛直方向ヤング率 E_v の鉛直応力 σ'_v の依存性を調べるために微小振幅繰返し載荷試験を行っている。

図 8.3.1(c)(d)は、鉛直方向ヤング率 E_v —鉛直応力 σ'_v 関係を示したものである。(c)は両対数表示、(d)は線形表示である。第六章で指摘したように E_v は、大振幅繰返し載荷履歴により繰返し載荷回数が増加するにつれて、同じ鉛直応力 σ'_v で比較すると低下する傾向にある。

Original Isotach モデルと同じ方法で、すなわち(8.2.2), (8.2.3)式を用いて弾性ひずみ増分を評価する。

$$\dot{\varepsilon}_v^e = \frac{\dot{\sigma}_v}{E_v} \quad (8.2.2. \text{ bis})$$

$$E_v = E_{v0} \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right)^m \quad (8.2.3. \text{ bis})$$

ここで、 m は実験から得られる定数であり、鉛直ヤング率 E_v の鉛直応力依存性の程度を表す。また、 E_{v0} は等方応力 $\sigma'_v = \sigma'_{v0}$ の状態における鉛直ヤング率 E_v の値である。具体的には図 8.3.1(c)(d)で最初の大振幅載荷(1L)における E_v — σ'_v 関係から、 m , E_{v0} を求めた。従って非可逆ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_v^{ir}$ は次式にて求められる。

$$\dot{\varepsilon}_v^{ir} = \dot{\varepsilon}_v^t - \frac{\dot{\sigma}_v'}{E_{v0}(\sigma_v' / \sigma_{v0}')^m} \quad (8.2.4. \text{ bis})$$

図 8.3.1(e)に、全軸ひずみを弾性軸ひずみ・非可逆軸ひずみに分離した結果を示す。

ここまで手順は Original Isotach モデルと同じである。以下から Modified Isotach モデルの特徴を述べる。

大振幅繰返し載荷により除荷時でも軸差応力一軸ひずみ関係は時間依存非線形変形特性を示している(図 8.3.1(a)(b))。これは純粋な線形弾性体や亜弾性体の構成則のみで表現しうるものではない。

また、Original Isotach モデルを除荷時の時間依存非線形変形特性に適用しても不都合が生じる。Tatsuoka et al.(1999b)は非可逆ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_v^{ir} = 0$ の時に軸差応力 $q=0$ となることを指摘している。つまり(8.2.9)式から直ちに理解できるように $\dot{\varepsilon}_v^{ir} = 0$ の時に $q=0$ となる。

$$q = q(\dot{\varepsilon}_v^{ir}, \varepsilon_v^{ir}) = a \cdot (\dot{\varepsilon}_v^{ir})^b \cdot f(x) = a \cdot (\dot{\varepsilon}_v^t - \frac{\dot{q}}{E_v})^b \cdot f(\frac{\dot{\varepsilon}_v^t - \varepsilon_v^e}{(\dot{\varepsilon}_v^{ir})_f}) \quad (8.2.9 \text{ bis.})$$

これは繰返し載荷中に $\dot{\varepsilon}_v^{ir} = 0$ が生じた時に、時間依存非線形変形挙動を表現するうえで不適切である。そこで Tatsuoka et al.(1999b)が提案しているように、 $\dot{\varepsilon}_v^{ir} = 0$ に載荷したときに、非可逆ひずみ ε_v^{ir} に対して有限な軸差応力 q を設定する。これを Tatsuoka et al.(1999b)は軸差応力一軸ひずみ関係の下限(Lower Bound)と呼んでいる。

(8.2.9)式を一般化して記述すると次式のようになる。

$$q = q\left(\dot{\varepsilon}_v^{ir}, \varepsilon_v^{ir}\right) = q_{\max}\left(\dot{\varepsilon}_v^{ir\ ref}\right) \cdot g\left(\frac{\dot{\varepsilon}_v^{ir}}{\dot{\varepsilon}_v^{ir\ ref}}\right) \cdot f(x) \quad (8.3.1)$$

ここで $q_{\max}\left(\dot{\varepsilon}_v^{ir\ ref}\right)$ は、基準非可逆ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_v^{ir\ ref}$ のときの最大軸差応力 q_{\max} である。g として

$$g\left(\frac{\dot{\varepsilon}_v^{ir}}{\dot{\varepsilon}_v^{ir\ ref}}\right) = \left(\frac{\dot{\varepsilon}_v^{ir}}{\dot{\varepsilon}_v^{ir\ ref}}\right)^b \quad (8.3.2)$$

を用いると Original Isotach モデルに帰着する。

しかし Modified Isotach モデルでは軸差応力一軸ひずみ関係の下限(Lower Bound)を導入するために次式で表される g を用いる。

$$g\left(\frac{\dot{\epsilon}_v^{ir}}{\dot{\epsilon}_v^{ir,ref}}\right) = \frac{1+\eta\left\{1-\exp\left[1-\left\{\frac{\dot{\epsilon}_v^{ir}}{\dot{\epsilon}_v^{ir,ref}}(1+\xi)\right\}^\zeta\right]\right\}}{1+\eta\left\{1-\exp\left[1-\left\{1+\xi\right\}^\zeta\right]\right\}} \quad (8.3.3)$$

η , ζ , ξ は材料定数である。具体的な求め方は後に述べる。 ϵ_v^{ir} が同じで、 $\dot{\epsilon}_v^{ir}$ が異なる状態の軸差応力比を示す Original Isotach モデルの(8.2.10)式に相当する式は次のようになる。

$$\frac{q}{q^{ref}} = g\left(\frac{\dot{\epsilon}_v^{ir}}{\dot{\epsilon}_v^{ir,ref}}\right) = \frac{1+\eta\left\{1-\exp\left[1-\left\{\frac{\dot{\epsilon}_v^{ir}}{\dot{\epsilon}_v^{ir,ref}}(1+\xi)\right\}^\zeta\right]\right\}}{1+\eta\left\{1-\exp\left[1-\left\{1+\xi\right\}^\zeta\right]\right\}} \quad (8.3.4)$$

q^{ref} は、 $\dot{\epsilon}_v^{ir,ref}$ のときの基準軸差応力である。

(8.3.3)式より、

$$g(0) = \frac{1+\eta(1-e)}{1+\eta\left\{1-\exp\left[1-\left\{1+\xi\right\}^\zeta\right]\right\}} \quad (8.3.5a)$$

$$g(1) = 1 \quad (8.3.5b)$$

$$g(\infty) = \frac{1+\eta}{1+\eta\left\{1-\exp\left[1-\left\{1+\xi\right\}^\zeta\right]\right\}} \quad (8.3.5c)$$

$\xi \ll 1$ の時、(8.3.5a),(8.3.5b)式は、

$$g(0) \approx 1 + \eta(1-e) \quad (8.3.6a)$$

$$g(\infty) \approx 1 + \eta \quad (8.3.6b)$$

となる。

すなわち、 $\xi \ll 1$ のときにある ϵ_v^{ir} に対する下限(Lower Bound)と上限(Upper

Bound)は、それぞれ基準軸差応力 q^{ref} の $1+\eta(1-e)$ 倍, $1+\eta$ 倍で表され、 η に依存する。

図 8.3.1(f)に正規化した応力 $y=q/q_{\max}$ —ひずみ関係 $x=\varepsilon_v^{\text{ir}}/(\varepsilon_v^{\text{ir}})_f$ の関係を示す。各データポイントは、ひずみ速度(基準ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_v'=0.01\%/\text{min}$)を急変させる直前の状態を正規化したものである。

図中には Original Isotach モデルで用いた双曲線関数(8.2.8)式を若干修正した次式により得られた値 Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 を示した。この関係は載荷時の骨格曲線として用いる。

$$y = f(x) = \frac{x}{Q_1 + Q_2 x} + Q_3 x + x^{Q_4} \quad (8.3.7a)$$

ここで(8.2.8)式を修正した理由は、 $y=f(x)$ が $x=0$ において $\frac{\partial y}{\partial x} = \infty$ を満たさないと、繰返し載荷時の軸差応力—軸ひずみ関係をシミュレーションするのに不適切な影響があったからである。厳密にいえば $x=1.0$ において $\frac{\partial y}{\partial x} = 0$ をも満たす必要がある。(8.3.8)式はそれを満たしていない。しかし、このことは後に示すようにモデルの適用結果にはほとんど影響がない。

除荷過程の正規化した応力—ひずみ関係は、(8.3.7)式で表現した $y=f(x)$ を用いて次のように表す。

$$\frac{y - y_i}{n} = -f\left(\frac{x - x_i}{n}\right) \quad (8.3.7b)$$

すなわち、載荷時の骨格曲線 $y=f(x)$ の原点に対して対称な曲線 $y=-f(-x)$ を除荷時の基本形とし、 n 倍に相似拡大したものである。相模原堆積軟岩では、図 6.3.6(b)を参照して $n=1.2$ とした。しかし拘束圧や構造の損傷が繰返し載荷時の非線形変形特性に及ぼす影響を考慮していないので、厳密な評価ではない。

図 8.3.1(g)は、Original Isotach モデルの(8.2.10)式に基づいて、最初の大振幅載荷(1L)における $\varepsilon_v^{\text{ir}}-q$ 関係で得られた $\frac{q_2}{q_1}$ と $\frac{\dot{\varepsilon}_2}{\dot{\varepsilon}_1}$ の関係をまとめたものである。

そして両対数表示上で直線近似して(8.2.10)式の b 値を求めている。前述したように厳密に言えば $\frac{\dot{\varepsilon}_2}{\dot{\varepsilon}_1}$ と $\frac{\dot{\varepsilon}_{v2}^{\text{ir}}}{\dot{\varepsilon}_{v1}^{\text{ir}}}$ は異なる。しかし、 $\frac{\dot{\varepsilon}_2}{\dot{\varepsilon}_1}$ の各成分に含まれる鉛直弾性ひずみ速度の割合は少なく、 b 値に与える影響は無視できるものと判断した。

図 8.3.1(h)は $\dot{\varepsilon}_v^{ref}=0.01\%/\text{min}$ として最初の大振幅載荷(1L)における $\varepsilon_v^{\text{irr},q}$ 関係で得られた $\frac{q}{q^{ref}}$ と $\frac{\dot{\varepsilon}_v}{\dot{\varepsilon}_v^{ref}}$ の関係である。すなわち図 8.3.1(g)からひずみ速度が100倍減少した場合の関係を取り出した。そして Modified Isotach モデルの(8.3.4)式で $\eta=0.145$, $\xi=0.01$ として近似した関係を示した。 $\xi=0.01$ と固定した理由はデータ数が少ないからである。図 8.3.1(j)には、この関係をひずみ速度増加時に適用した場合を示した。また図 8.3.1(g)から得られた Original Isotach モデルの(8.2.10)式による関係も示してある。

図 8.3.1(h) (i)をみると Modified Isotach モデルと Original Isotach モデルによるひずみ速度依存性を示す関係が、ひずみ速度が $\dot{\varepsilon}_v^{ref}$ (=0.01%/min)から0.001～100倍に変化する範囲ではほとんど同じである。しかし Modified Isotach モデルによる関係では $\dot{\varepsilon}_v$ が0または ∞ に近づく値に変化しようとすると、それぞれ下限(Lower Bound)・上限(Upper Bound)に漸近する。

(8.3.5a), (8.3.5c)式より $\eta=0.145$ を用いると、ある $\varepsilon_v^{\text{irr}}$ に対する下限(Lower Bound)と上限(Upper Bound)が、それぞれ基準軸差応力 q^{ref} の0.75倍, 1.14倍で表される。図 8.3.1(j)は、図 8.3.1(e)に示した軸差応力—非可逆ひずみ関係である。 $\varepsilon_v^{\text{irr}}$ 一定で単調載荷を実施した場合の想定される軸差応力—非可逆ひずみ関係を点線で示した。この関係から $\varepsilon_v^{\text{irr}}$ が同じである基準軸差応力とその75%である下限応力値をプロットした。大振幅繰返し載荷履歴による構造の損傷が少ないと考えられる最初の除荷時の軸差応力—非可逆ひずみ関係が、想定される下限応力値と交差する部分では厳密には $\varepsilon_v^{\text{irr}}=0$ にはなっていないが、近い値を示していると考えられる。

8.3.2 Modified Isotach モデルの適用結果

図 8.3.3(a)(b)に図 8.3.2 に示した相模原堆積軟岩の軸差応力—軸ひずみ関係に Modified Isotach モデルを適用した結果を示す。Modified Isotach モデルでは大振幅繰返し載荷の最初の載荷・除荷過程をシミュレーションしている。載荷時と同様に除荷時の軸差応力—軸ひずみ関係もよく表現できている。図 8.3.3(c)には、最初の載荷(1L)における段階クリープ載荷時($q=35\text{kgf/cm}^2$ と $q=50\text{kgf/cm}^2$)のクリープひずみの時刻歴を、図 8.3.3(d)に最初の除荷(1U)における段階クリー

プ載荷時($q=25\text{kgf/cm}^2$)のクリープひずみの時刻歴を示す。Original Isotach モデルと同様に載荷時の時間依存非線形変形挙動が表現でき(図 8.3.2(e))、かつ除荷時の時間依存非線形変形挙動もうまく表されている。

図 8.3.2(f)は、Modified Isotach モデルにより得られた軸差応力—非可逆ひずみ関係であり、下限(Lower Bound)と上限(Upper Bound)も示した。図 8.3.2(g)は正規化した応力—ひずみ関係の除荷時の反転則(載荷時の骨格曲線の相似拡大則)を示している。

東京湾口海底堆積軟岩の大振幅繰返し載荷を含むひずみ速度急変単調載荷及び排水三軸クリープ試験による軸差応力—軸ひずみ関係(図 7.2.9 参照)を同様に整理し、Modified Isotach モデルを適用した結果をそれぞれ図 8.3.3., 図 8.3.4 に示した。

8.4 まとめ

本章のポイントを次にまとめる。

時間依存非線形特性の構成則(一次元モデル)の適用性に関する結論

- 堆積軟岩の亜弾性体と Isotach 特性を考慮した Isotach モデルは、限られた条件下ではあるが軸差応力—軸ひずみ関係を表現するのに非常に有効である。
- Isotach モデルにより軸ひずみ速度一定の単調載荷時やひずみ速度の急変時の軸差応力—軸ひずみ関係がよく表現できる。したがって接線ヤング率の変化もよく表される。
- また、クリープ載荷直前の軸ひずみ速度履歴を考慮したクリープひずみの時刻歴をも表現できる。
- Isotach モデルに非可逆ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_v^{ir}$ が 0 の軸差応力—軸ひずみ関係を下限値の応力—ひずみ関係として導入すると、除荷過程における Creep Recovery を含む時間依存非線形特性をよく表現できる。

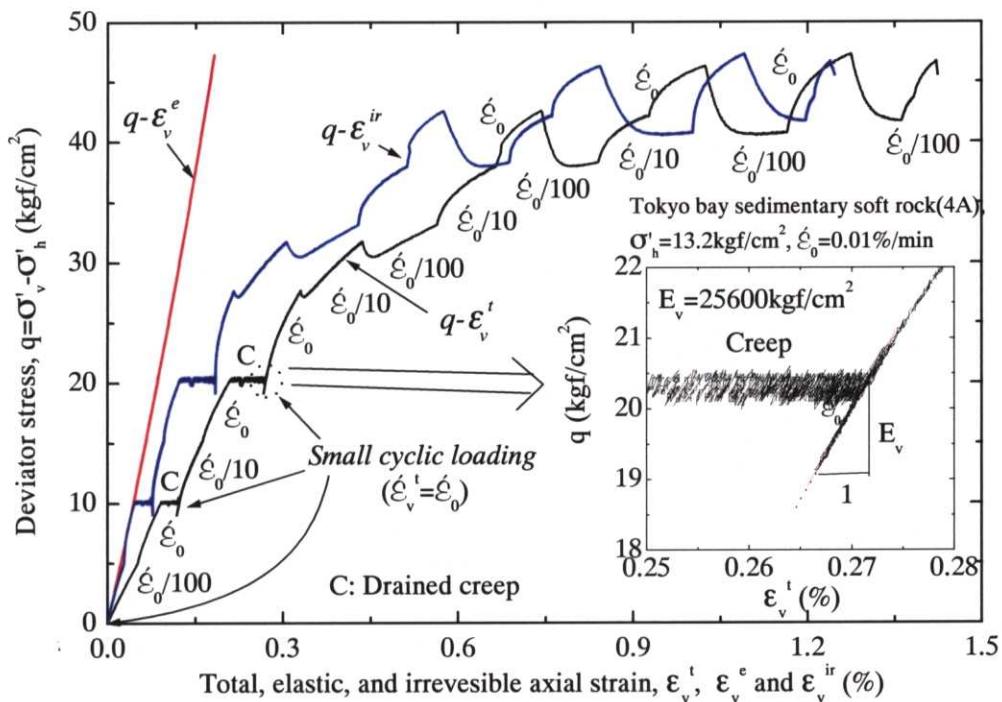


図 8.2.1(a) 東京湾口海底軟岩の亜弾性モデルによる弾性・非可逆ひずみの分離

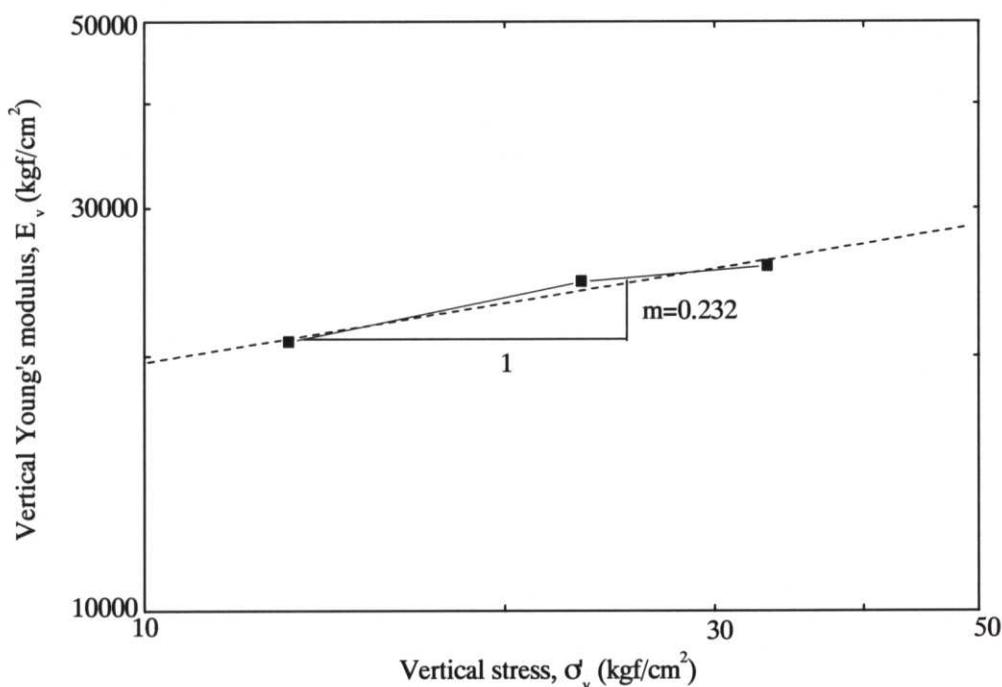


図 8.2.1(b) 東京湾口海底軟岩の鉛直方向ヤング率 E_v の鉛直応力状態依存性係数の決定

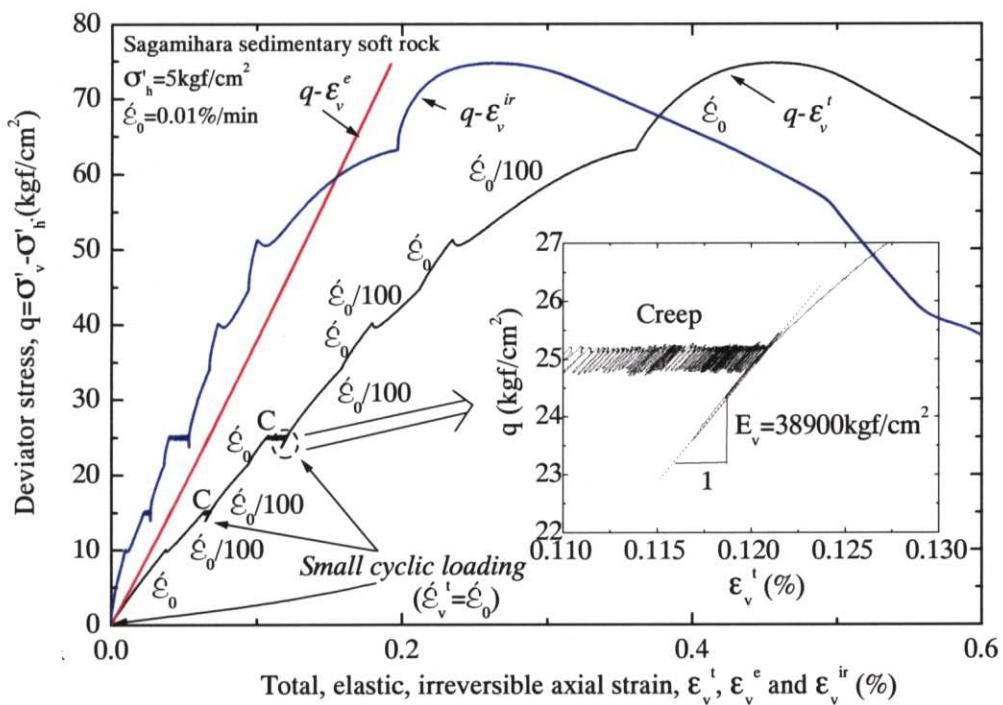


図 8.2.2(a) 相模原堆積軟岩の亜弾性モデルによる弾性・非可逆ひずみの分離

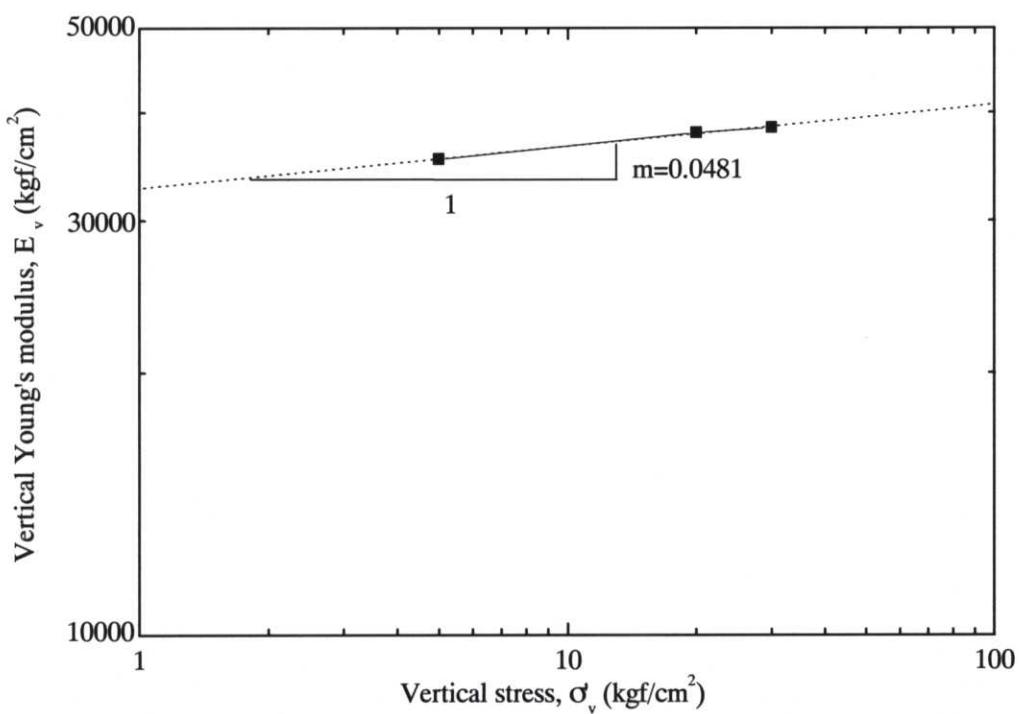


図 8.2.2(b) 相模原堆積軟岩の鉛直方向ヤング率 E_v の鉛直応力状態依存性係数の決定

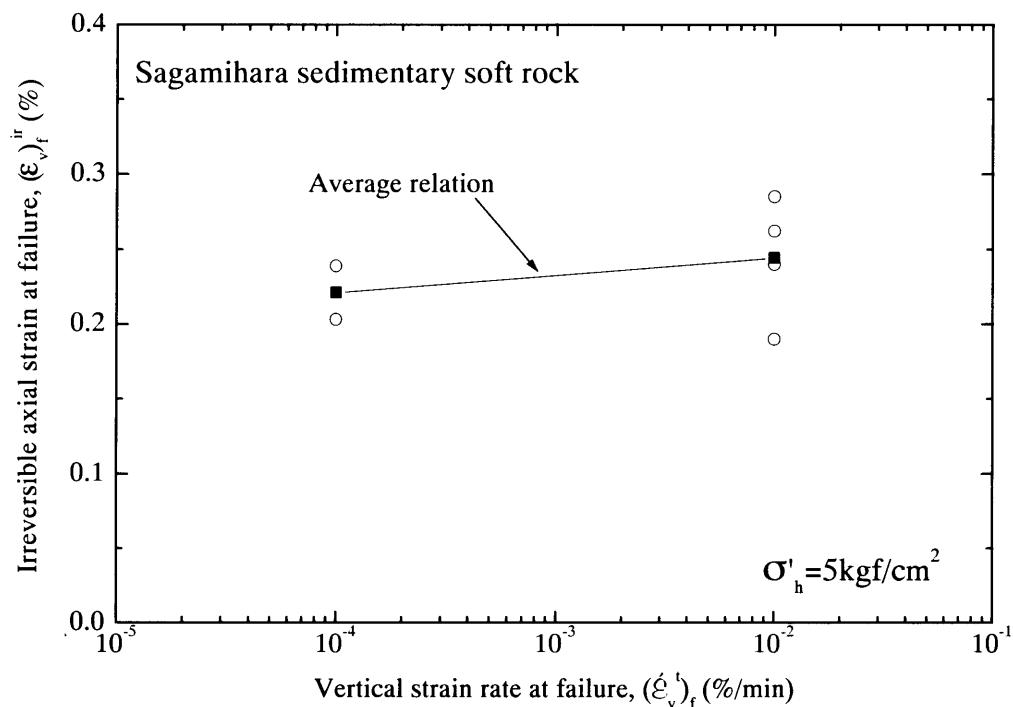


図 8.2.3 相模原堆積軟岩の破壊時の非可逆軸ひずみー全軸ひずみ速度の関係

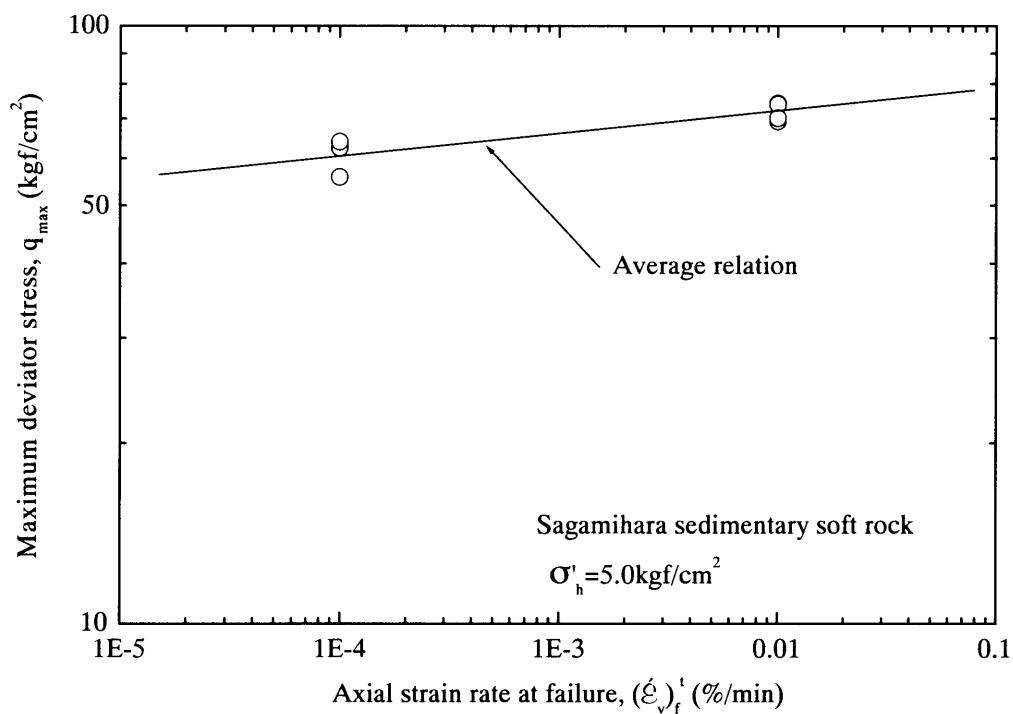


図 8.2.4 相模原堆積軟岩の最大軸差応力ー破壊時の全軸ひずみ速度の関係

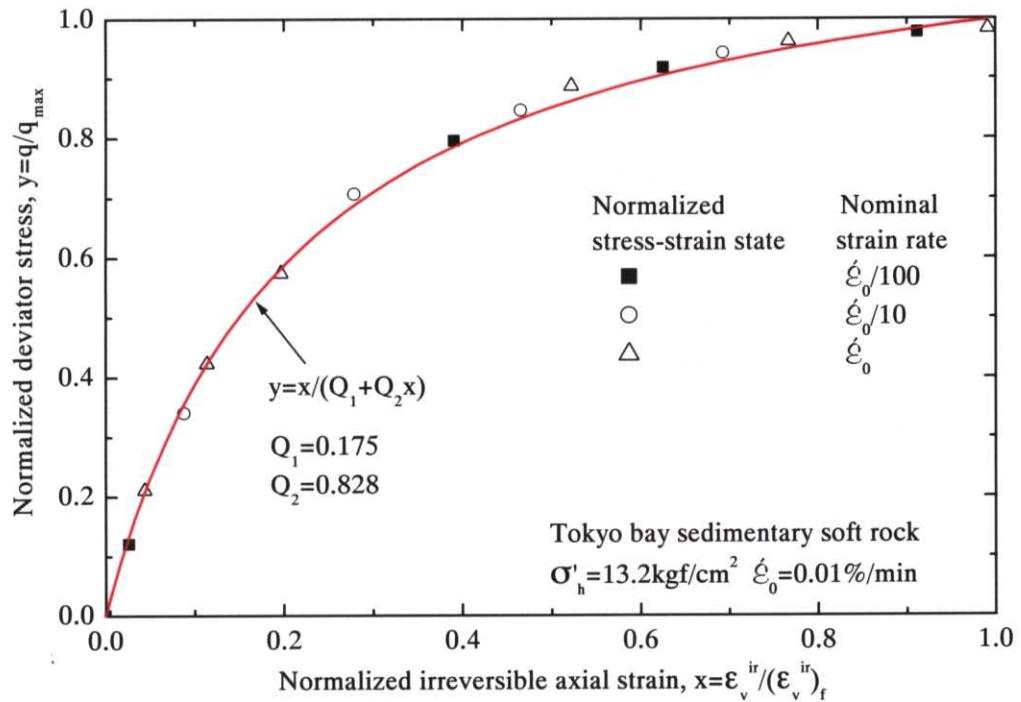


図 8.2.5(a) 東京湾口海底軟岩の正規化した応力一非可逆ひずみ関係

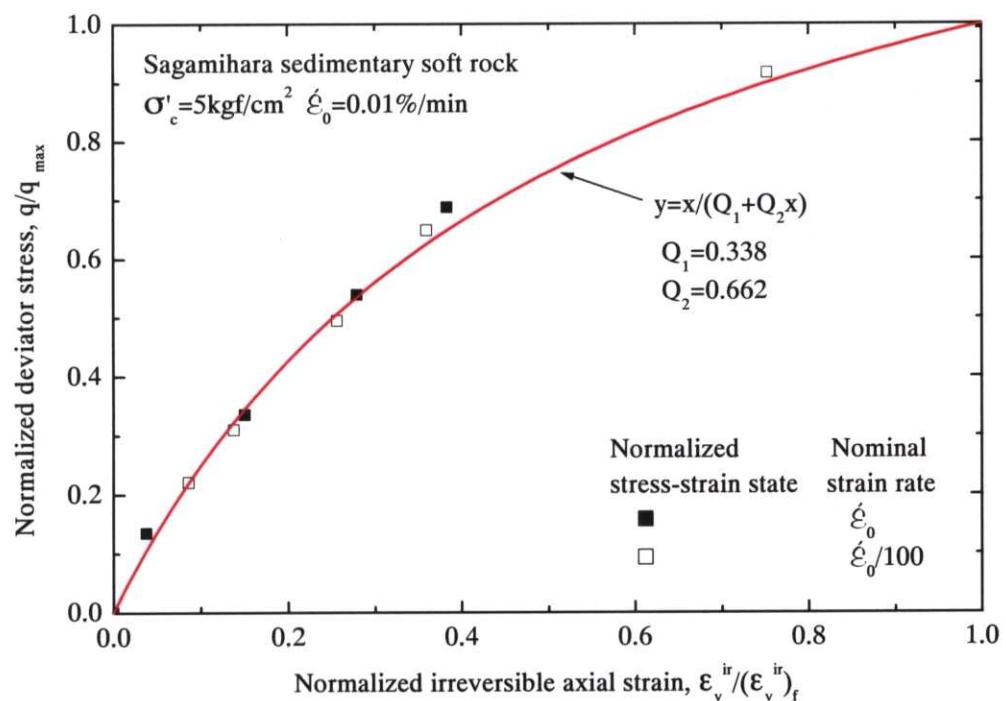


図 8.2.5(b) 相模原堆積軟岩の正規化した応力一非可逆ひずみ関係

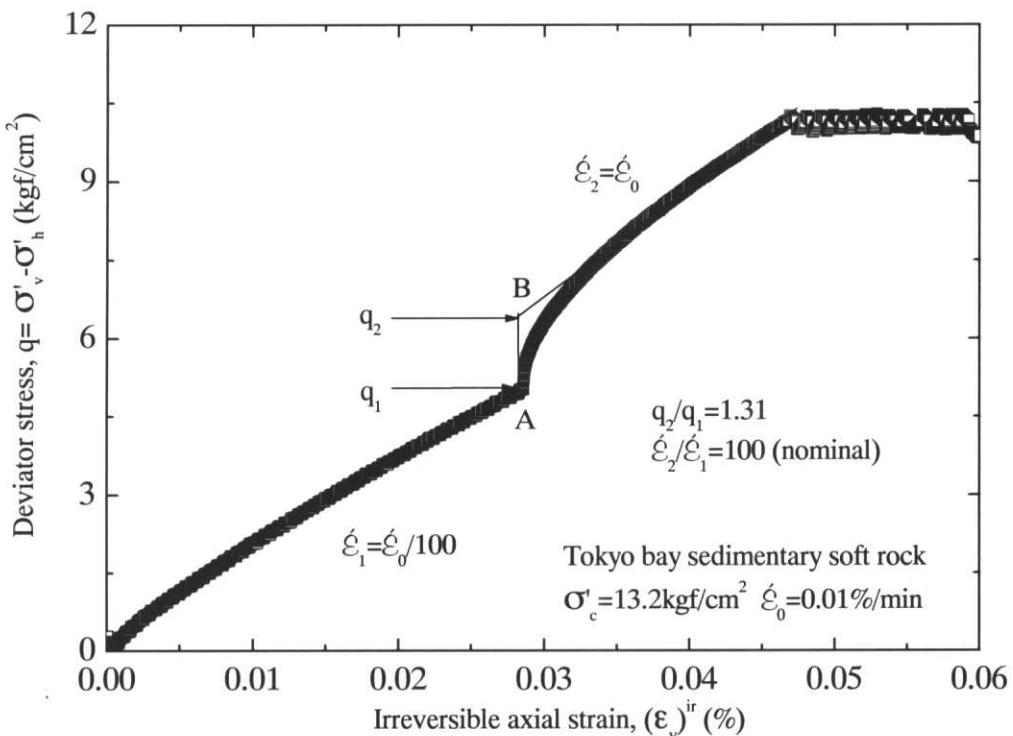


図 8.2.6(a) ひずみ速度急増時の軸差応力—非可逆ひずみ関係(東京湾口海底軟岩)

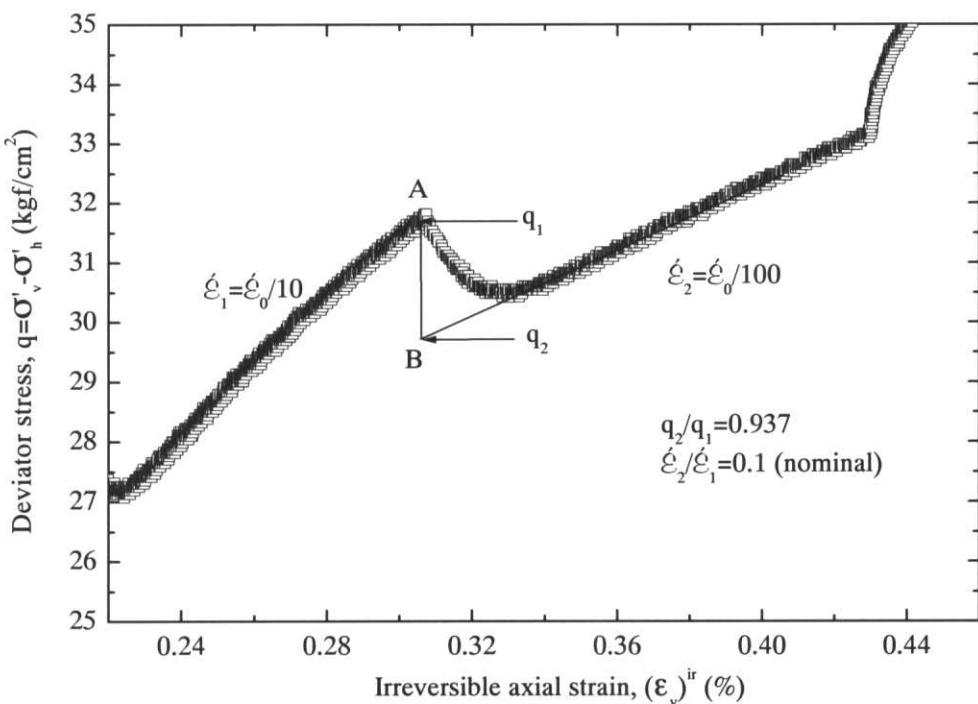


図 8.2.6(b) ひずみ速度急減時の軸差応力—非可逆ひずみ関係(東京湾口海底軟岩)

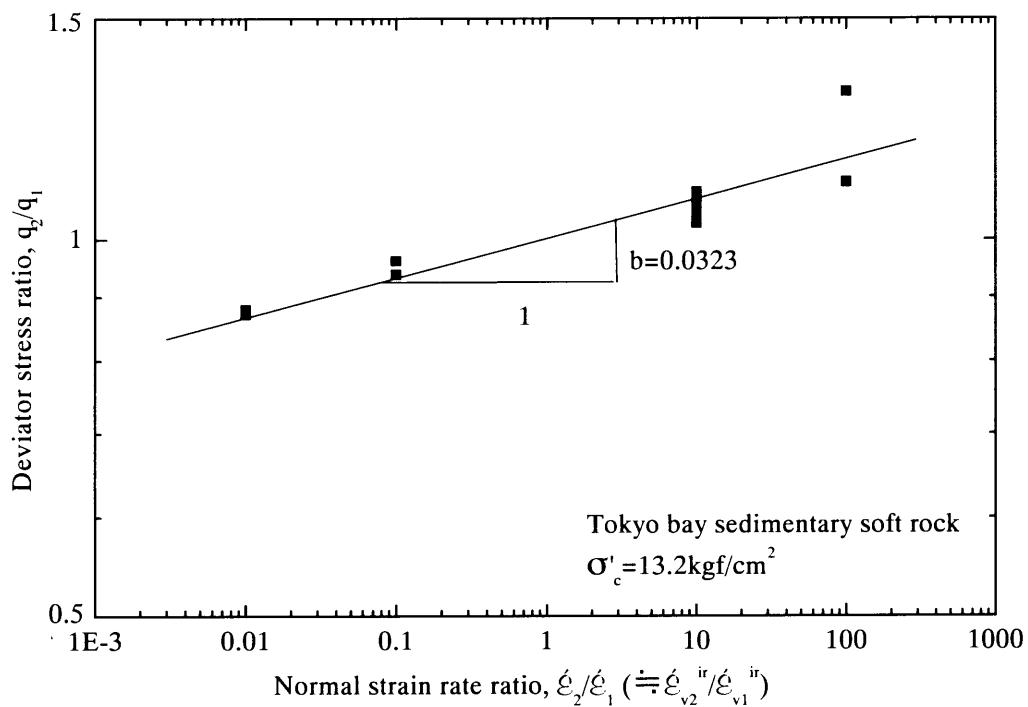


図 8.2.7(a) 東京湾口海底軟岩のひずみ速度依存性係数 b の決定

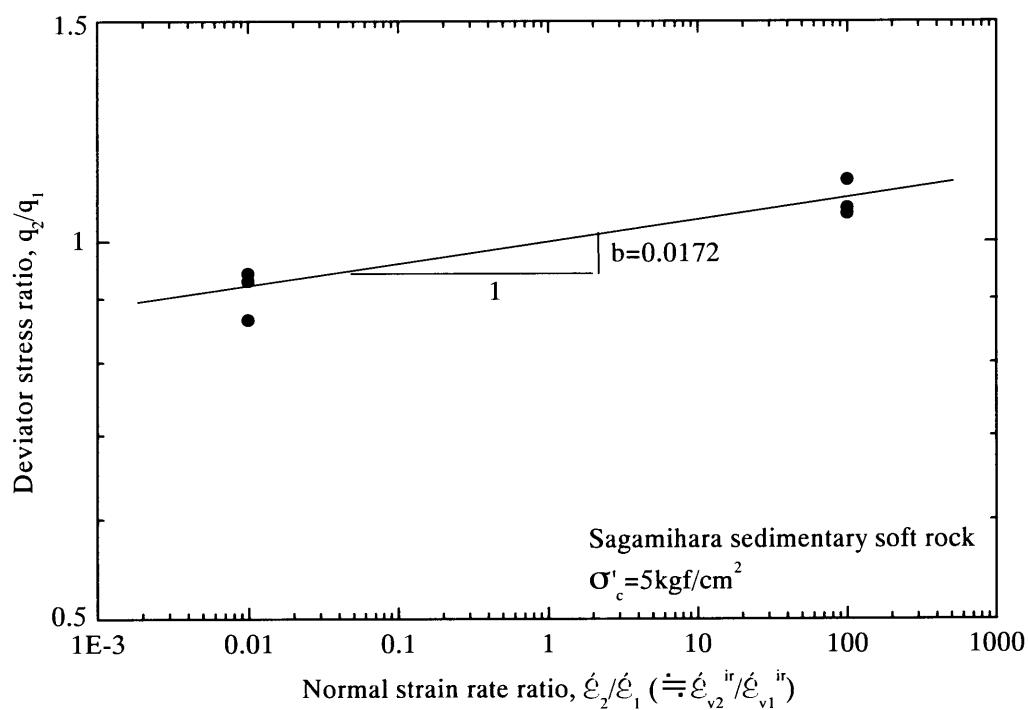


図 8.2.7(b) 相模原堆積軟岩のひずみ速度依存性係数 b の決定

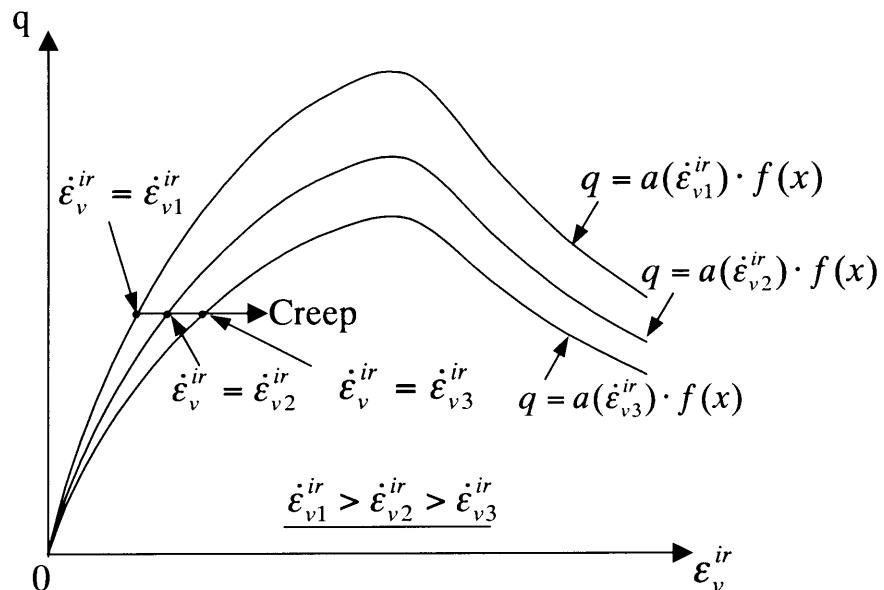


図 8.2.8 Isotach モデルによる異なるひずみ速度の軸差応力—非可逆軸ひずみ関係の概念図

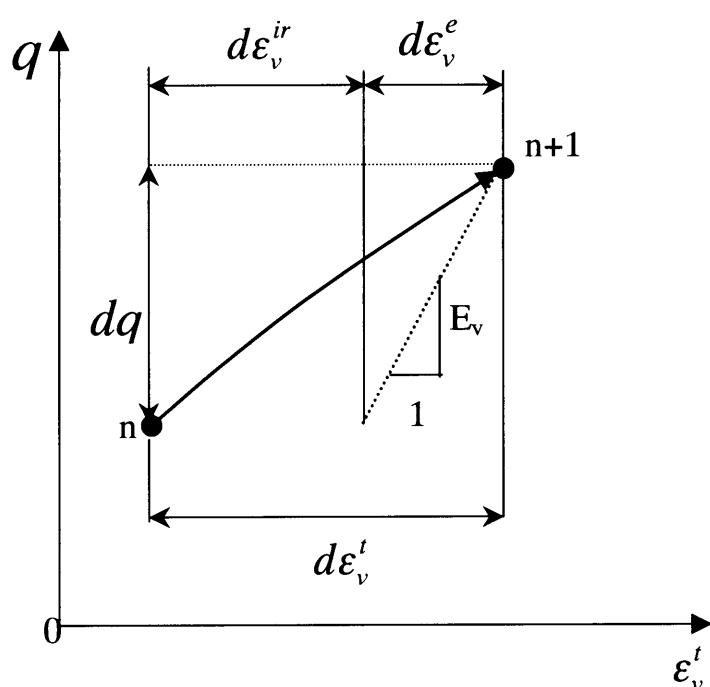


図 8.2.9 リターン・マッチングによる解析方法

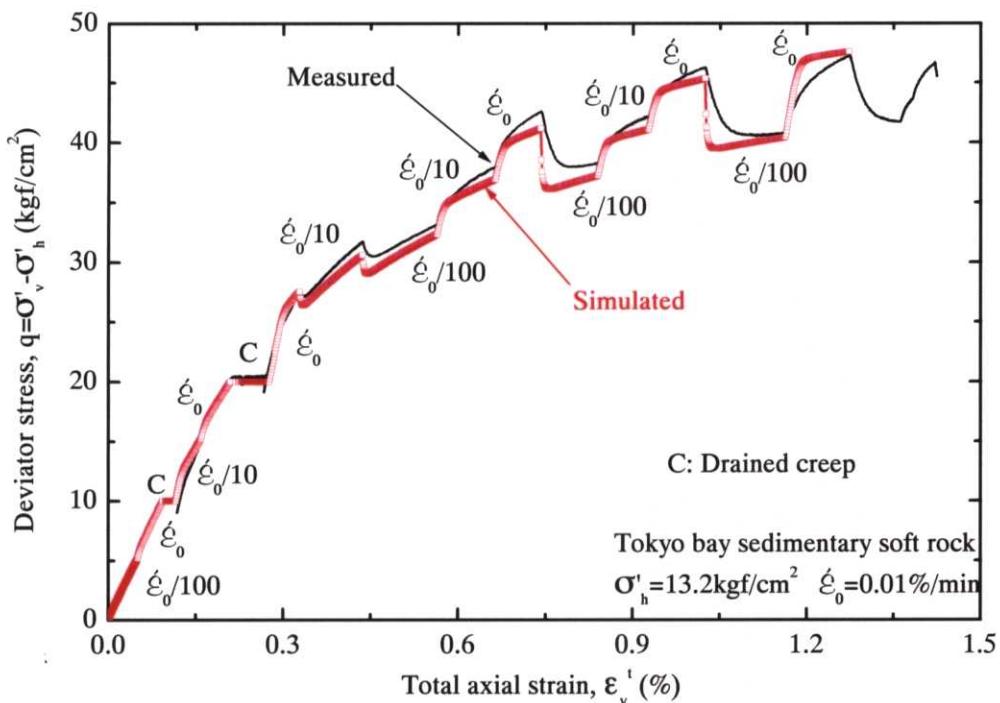


図 8.2.10(a) 軸差応力一軸ひずみ関係に関する試験結果と計算値の比較(東京湾口海底軟岩, 図 8.2.1 参照)

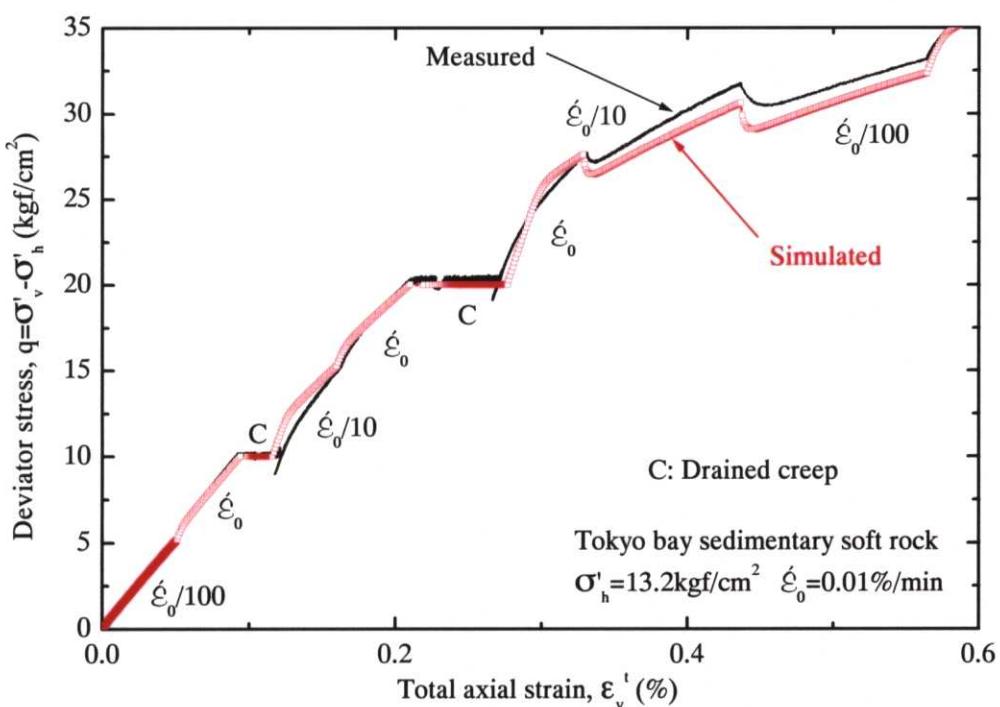


図 8.2.10(b) 軸差応力一軸ひずみ関係に関する試験結果と計算値の比較(東京湾口海底軟岩, 図 8.2.1 参照)

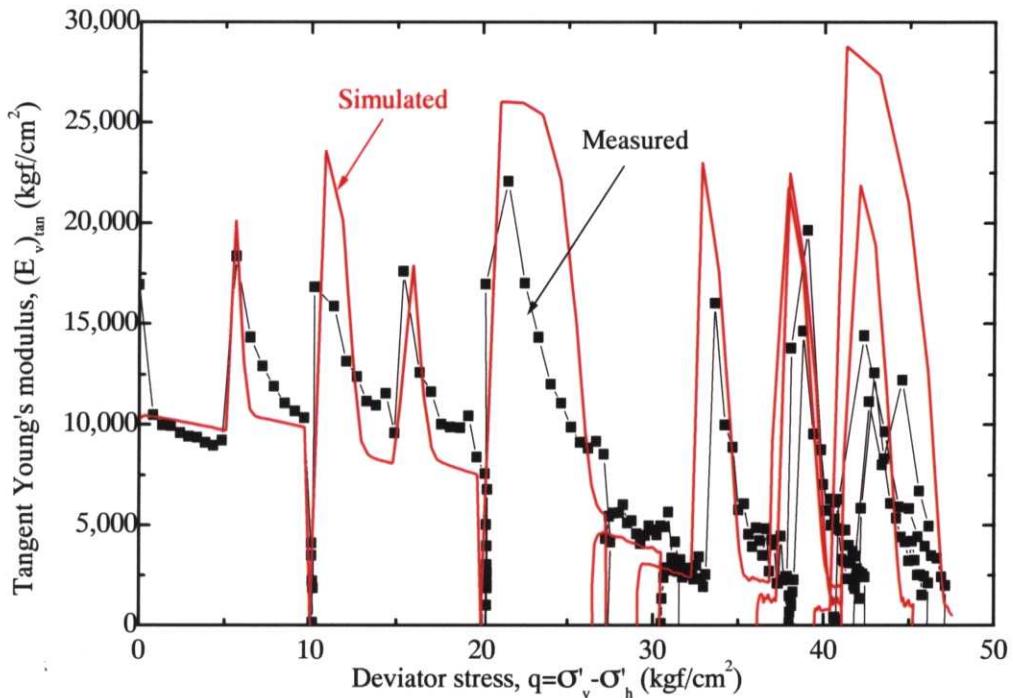


図 8.2.10(c) 軸差応力—接線ヤング率関係に関する試験結果と計算値の比較(東京湾口海底軟岩, 図 8.2.1 参照)

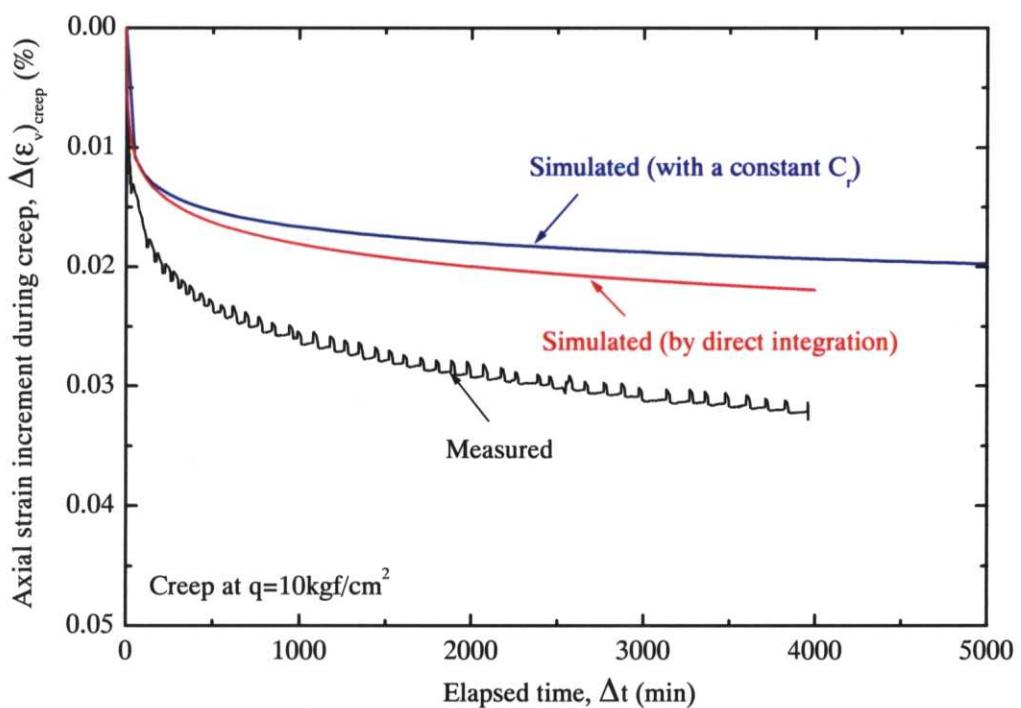


図 8.2.10(d) クリープひずみの経時変化に関する試験結果と計算値の比較(東京湾口海底軟岩, $q=10 \text{ kgf/cm}^2$, 図 8.2.1 参照)

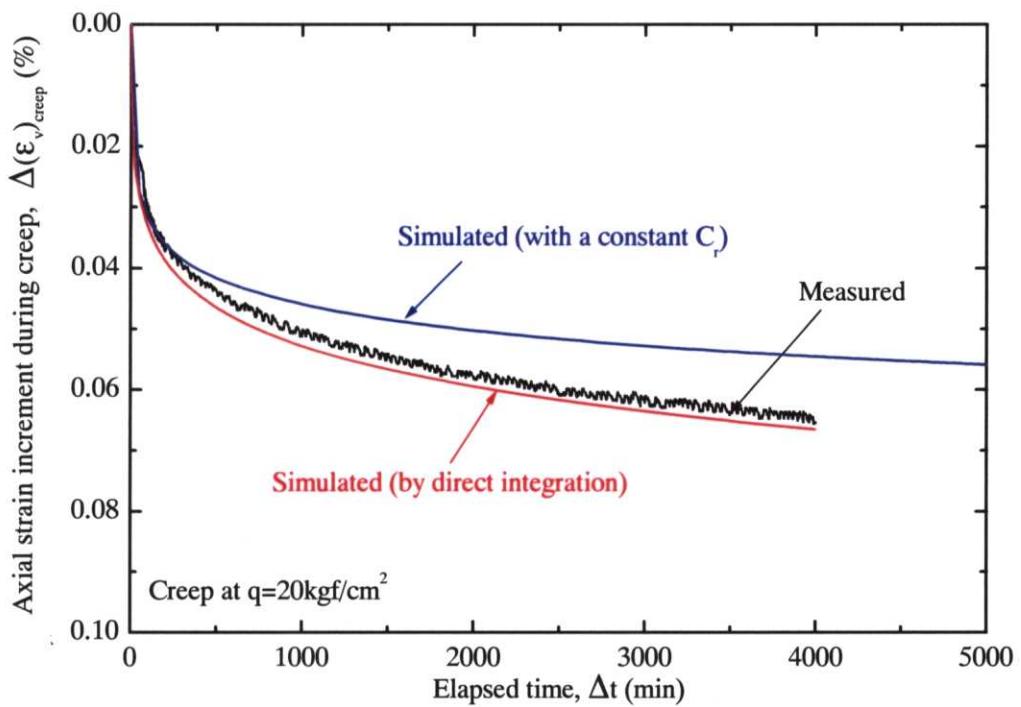


図 8.2.10(e) クリープひずみの経時変化に関する試験結果と計算値の比較(東京湾口海底軟岩, $q=20\text{kgf/cm}^2$, 図 8.2.1 参照)

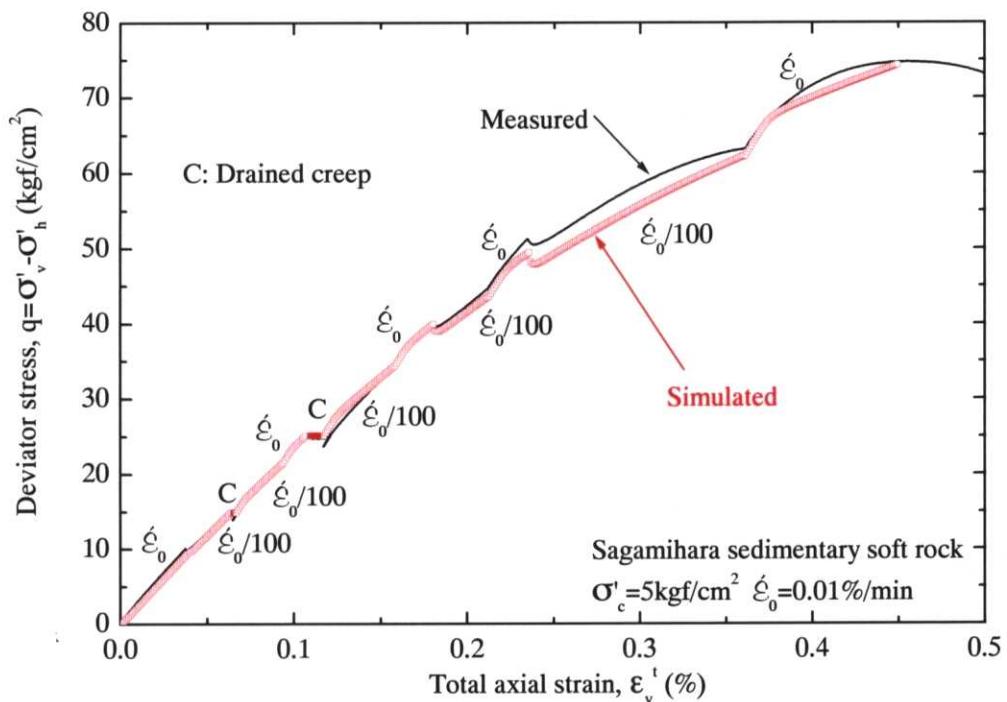


図 8.2.11(a) 軸差応力一軸ひずみ関係に関する試験結果と計算値の比較(相模原堆積軟岩)

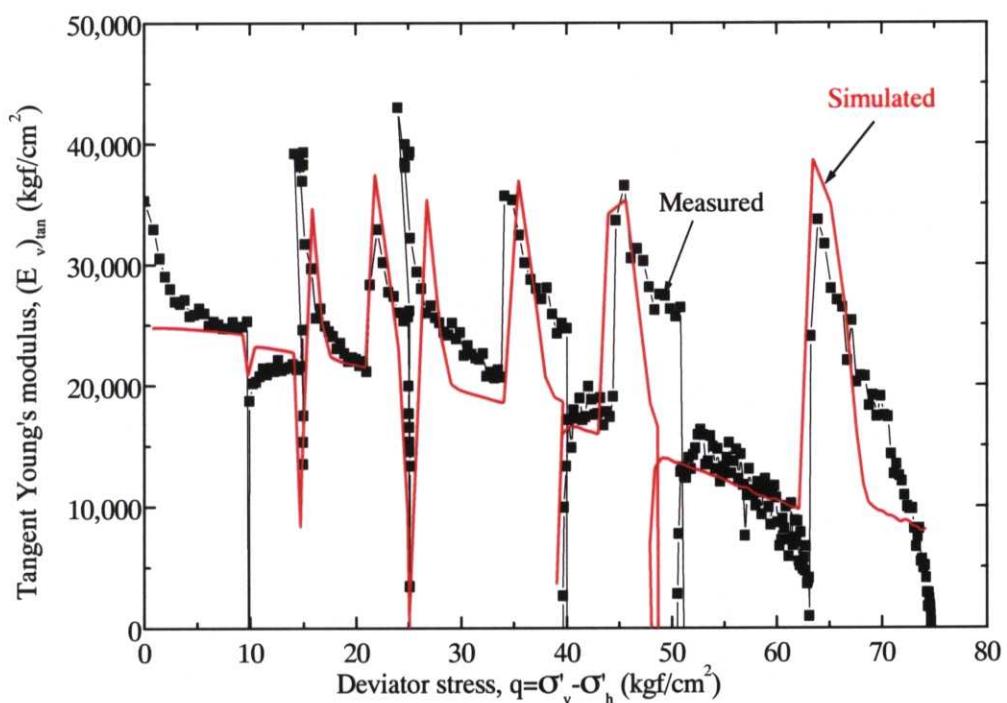


図 8.2.11(b) 軸差応力一接線ヤング率関係に関する試験結果と計算値の比較(相模原堆積軟岩)

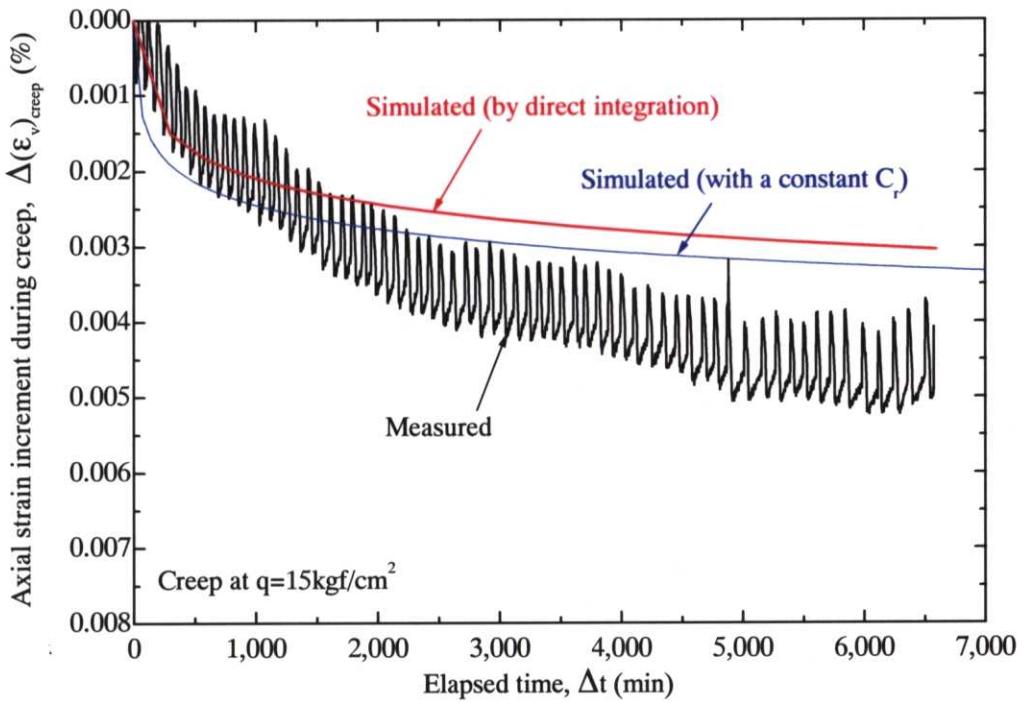


図 8.2.11(c) クリープひずみの経時変化に関する試験結果と計算値の比較(相模原堆積軟岩, $q=15\text{kgf/cm}^2$)

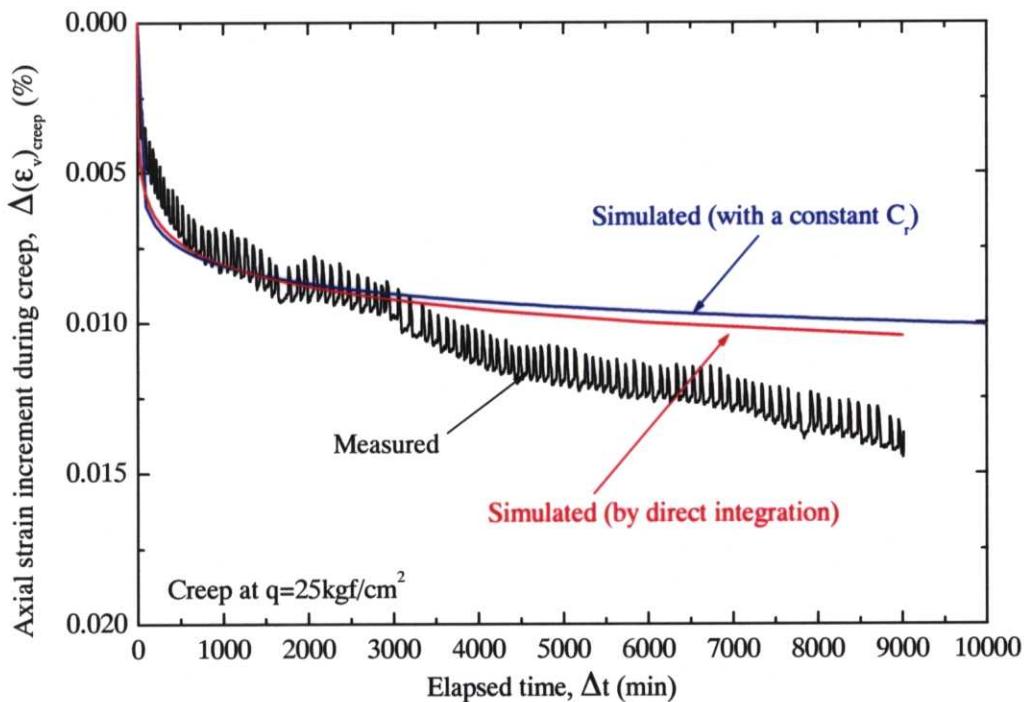


図 8.2.11(d) クリープひずみの経時変化に関する試験結果と計算値の比較(相模原堆積軟岩, $q=25\text{kgf/cm}^2$)

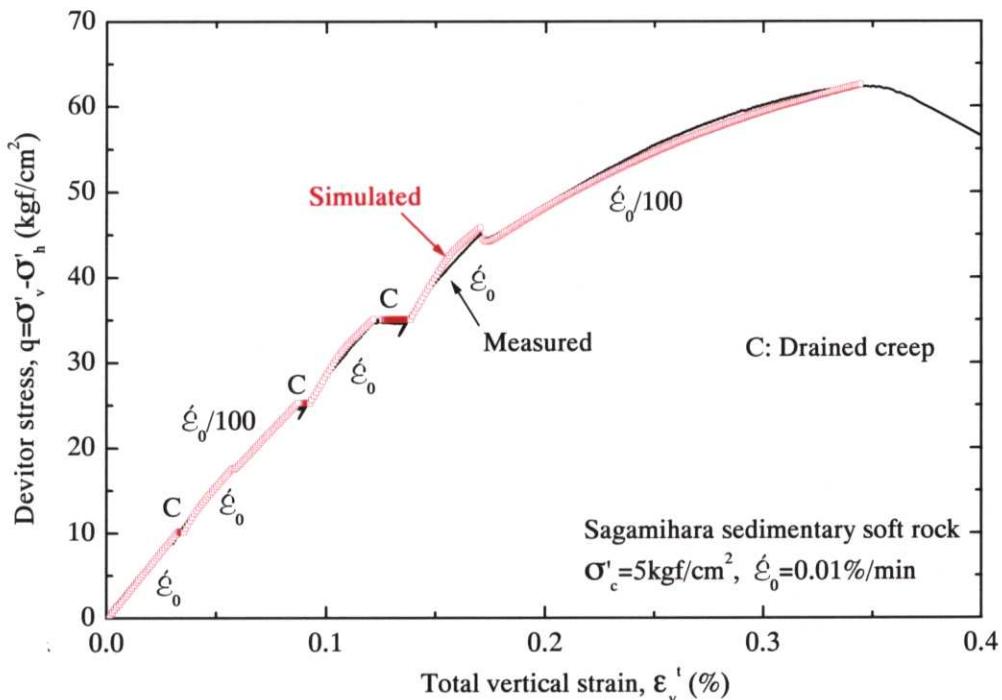


図 8.2.12(a) 軸ひずみ—軸差応力関係に関する試験結果と計算値の比較(相模原堆積軟岩, 図 7.2.3 参照)

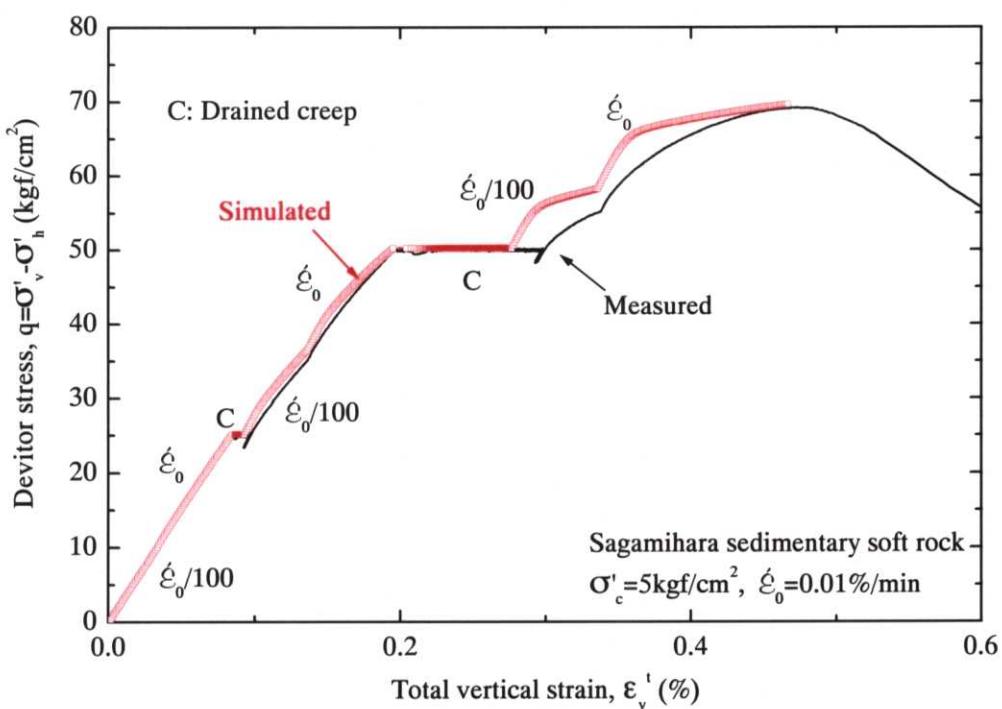


図 8.2.12(b) 軸ひずみ—軸差応力関係に関する試験結果と計算値の比較(相模原堆積軟岩, 図 7.2.4 参照)

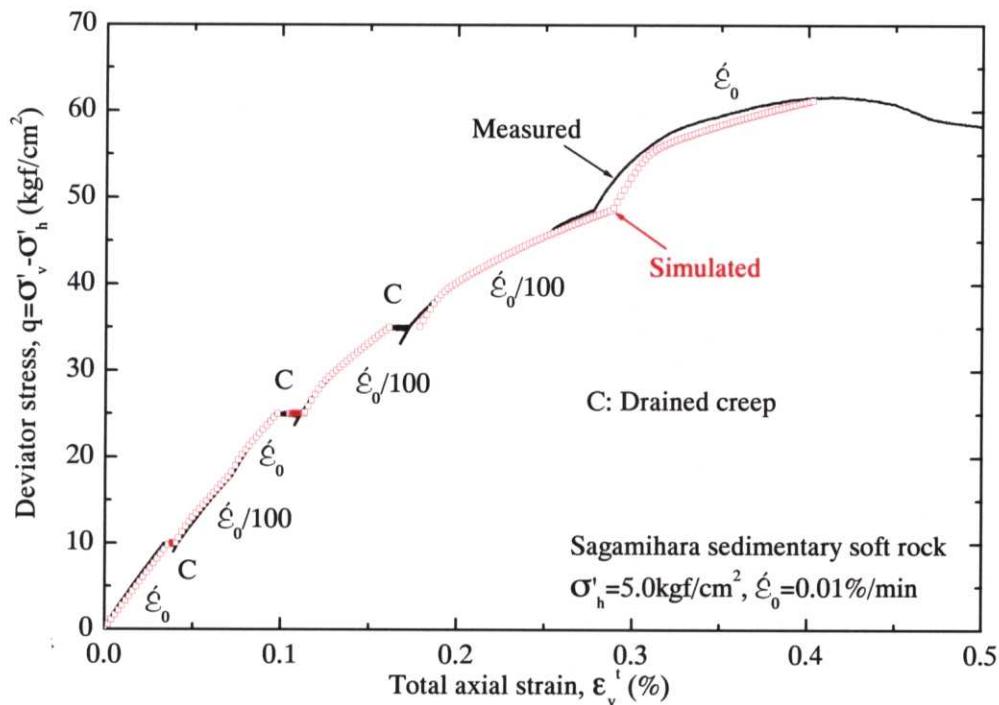


図 8.2.12(c) 軸ひずみ—軸差応力関係に関する試験結果と計算値の比較(相模原堆積軟岩, 図 7.2.5 参照)

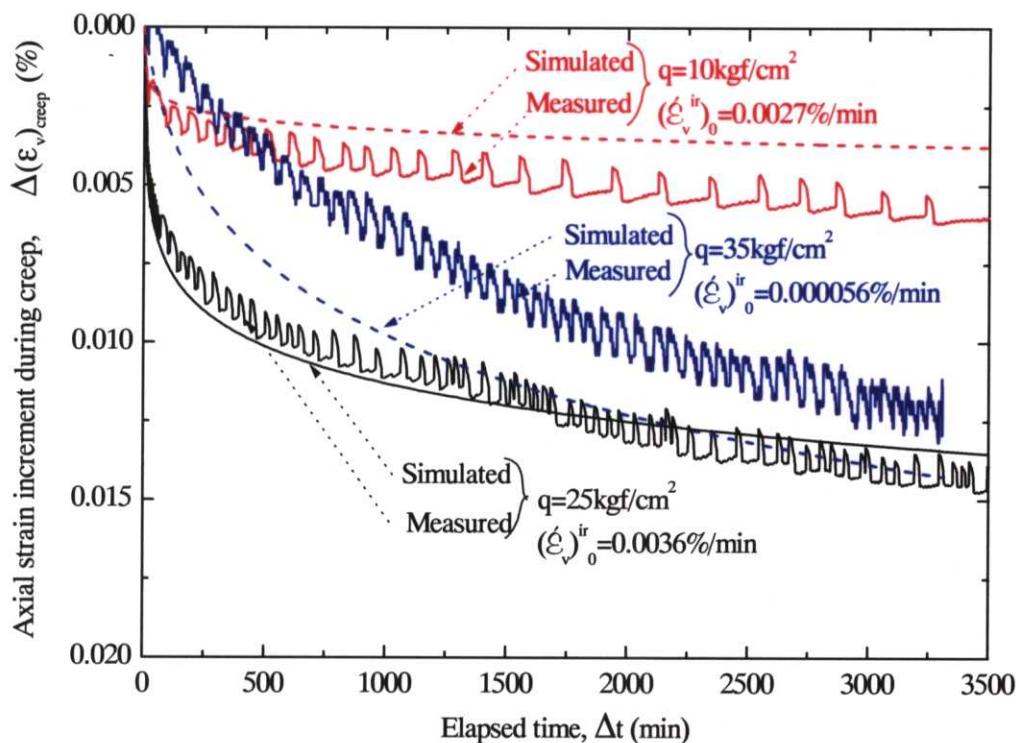


図 8.2.12(d) クリープひずみの経時変化に関する試験結果と計算値の比較(相模原堆積軟岩, 図 8.2.12(c)参照)

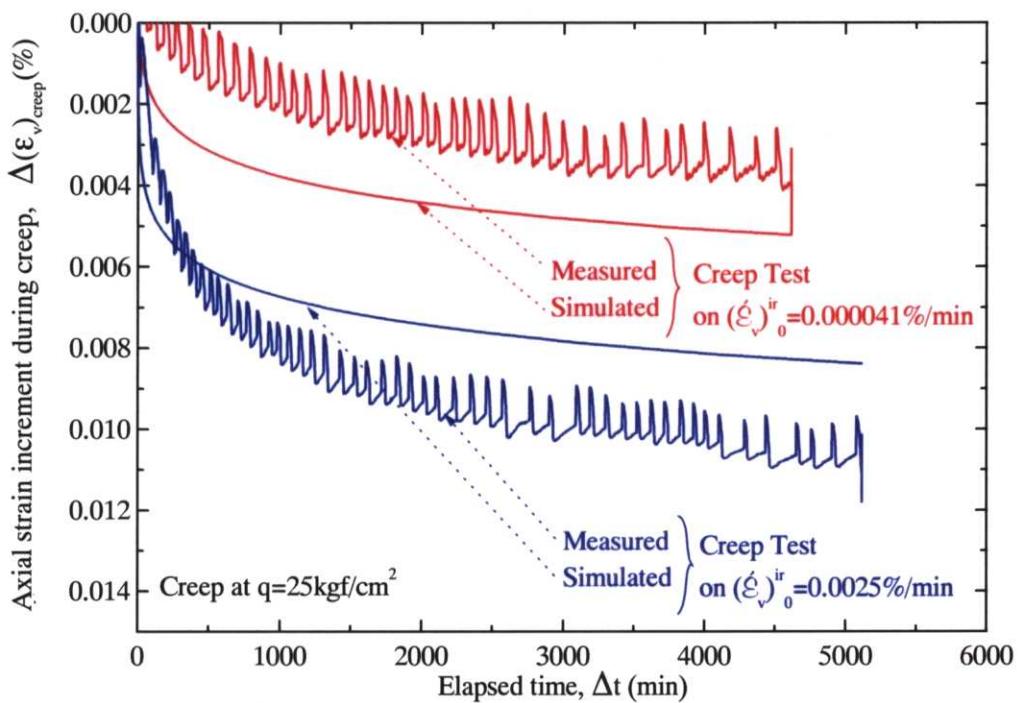


図 8.2.12(e) クリープひずみの経時変化に関する試験結果と計算値の比較(相模原堆積軟岩, 図 8.2..12(a)(b)参照)

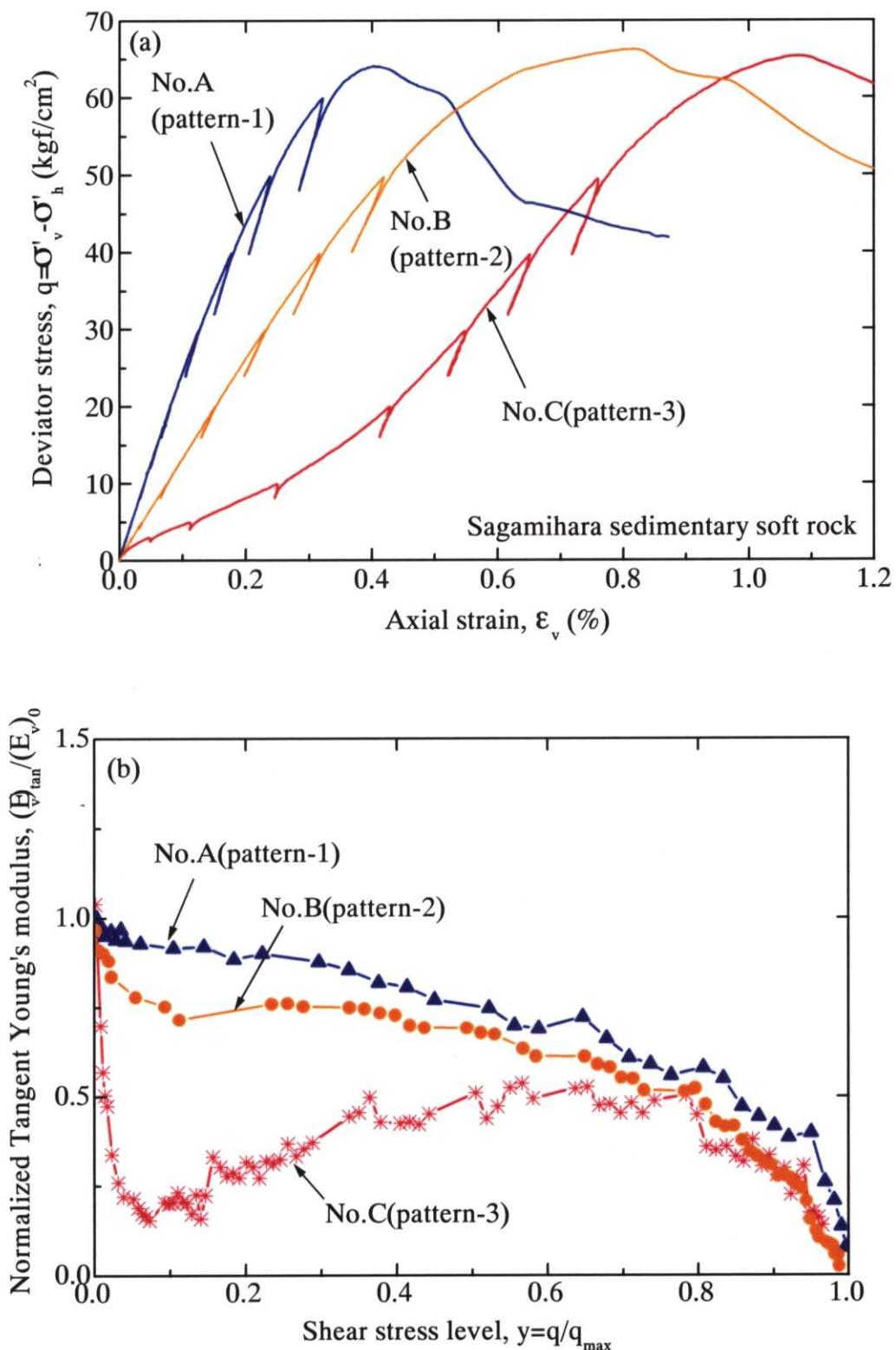


図 8.2.13 試料の乱れが相模原堆積軟岩の非線形変形特性に与える影響((a)圧密非排水試験による軸差応力一軸ひずみ関係, (b)(E_v)_{tan}/ $(E_v)_0$ - q/q_{\max} 関係

表 8.2.1 相模原堆積軟岩の圧密非排水試験結果概要(図 8.2.13 参照)

No.	Sampling method	Depth (m)	Pattern	$(E_v)_0 \cdot ((E_v)_{tan} \leq 0.001\%)$ (kgf/cm ²)	$(q_{max})_0$ (kgf/cm ²)	$(\varepsilon_v^{vir})_f$ (%)
A	BS	72.0	1	28,200	64.1	0.168
B	RCTS	66.1	2	17,200	66.2	0.434
C		71.6	3	18,600	65.3	0.729

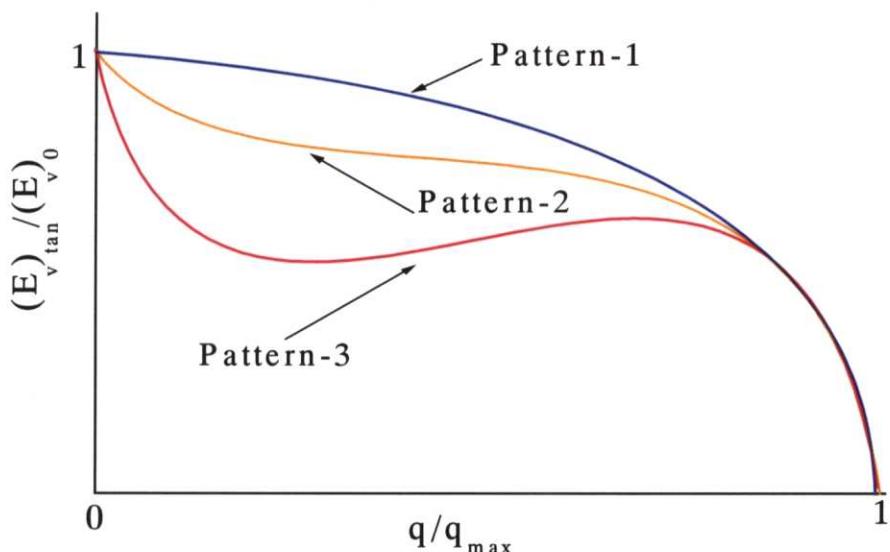


図 8.2.14 $(E_v)_{tan} / (E_v)_0 \cdot q / q_{max}$ 関係の模式図

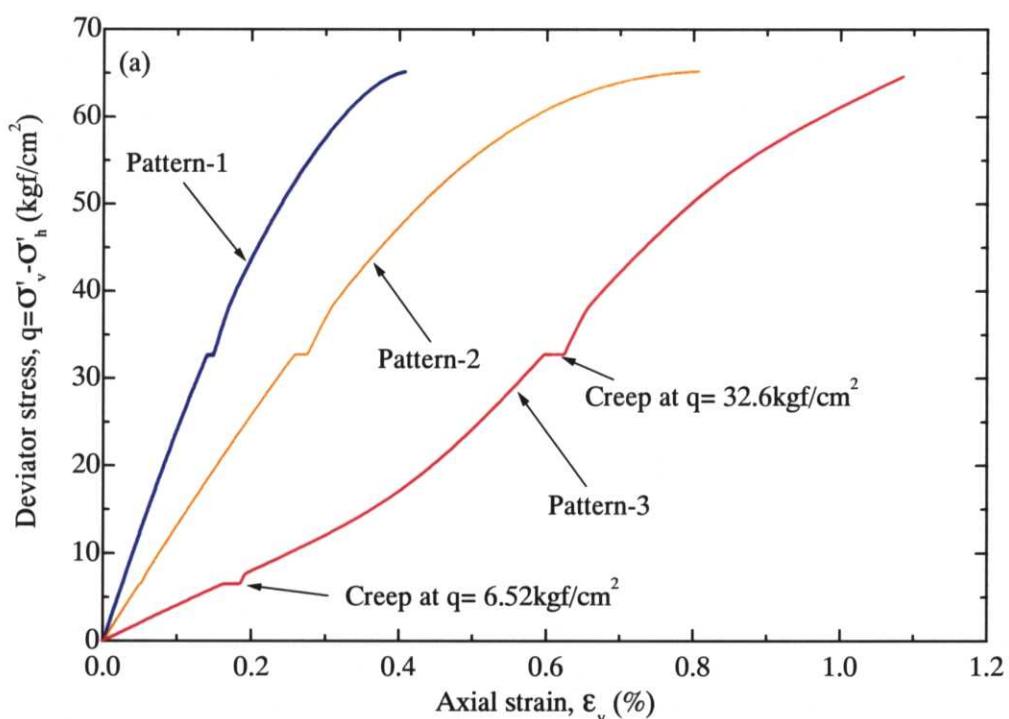


図 8.2.15 Simple Isotach モデルによる試料の乱れがクリープひずみに及ぼす影響
(a)軸差応力一軸ひずみ関係, (b)(c)クリープひずみの経時変化)

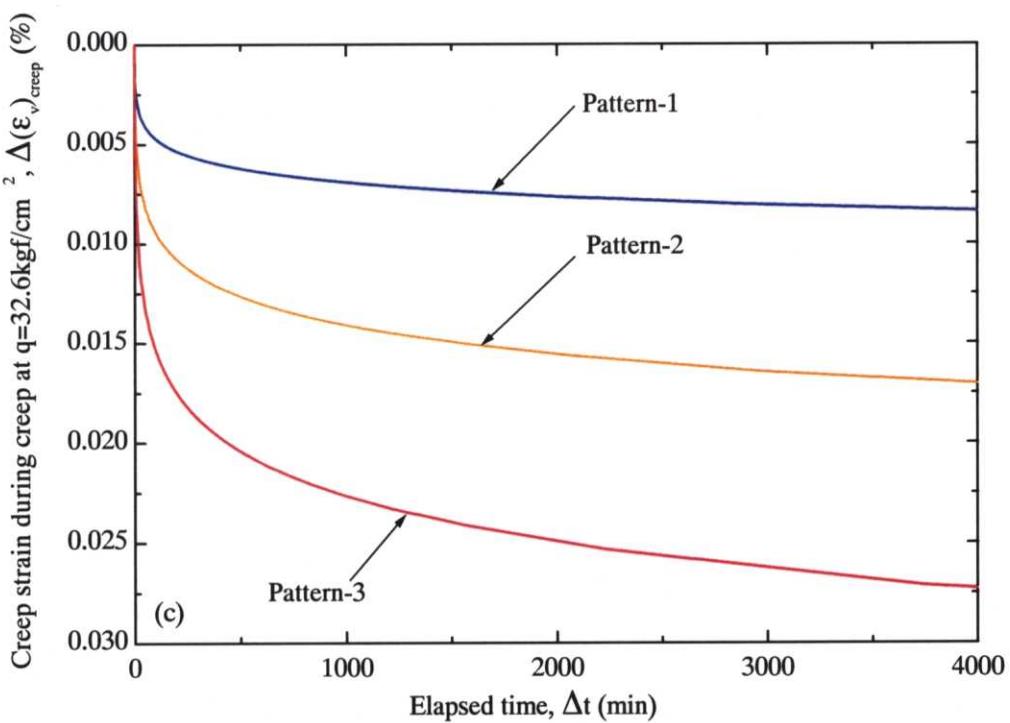
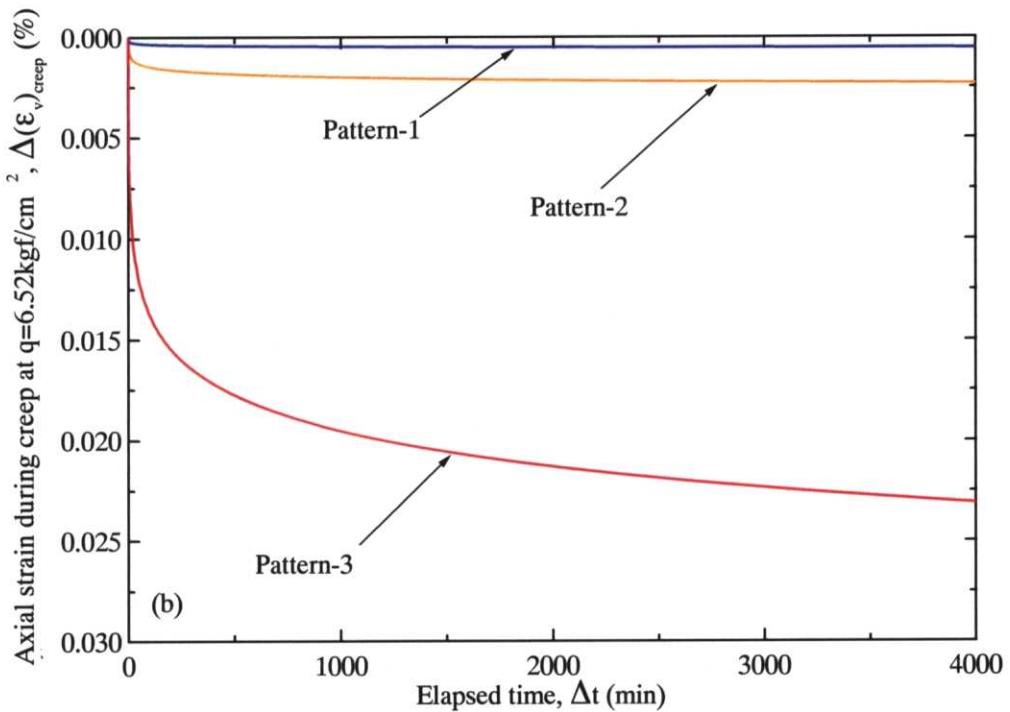


図 8.2.15 Simple Isotach モデルによる試料の乱れがクリープひずみに及ぼす影響
 ((a)軸差応力—軸ひずみ関係, (b)(c)クリープひずみの経時変化)

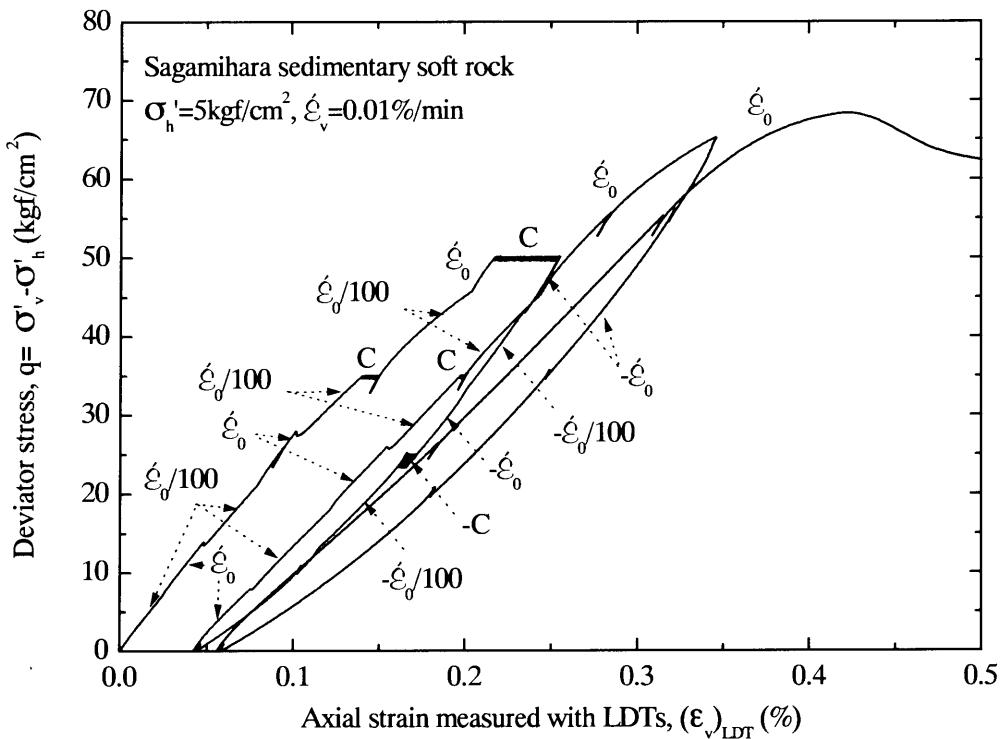


図 8.3.1(a) 大振幅繰返し載荷を含むひずみ速度急変単調載荷及び排水三軸クリープ試験による軸差応力一軸ひずみ関係（相模原堆積軟岩、図 7.2.10 参照）

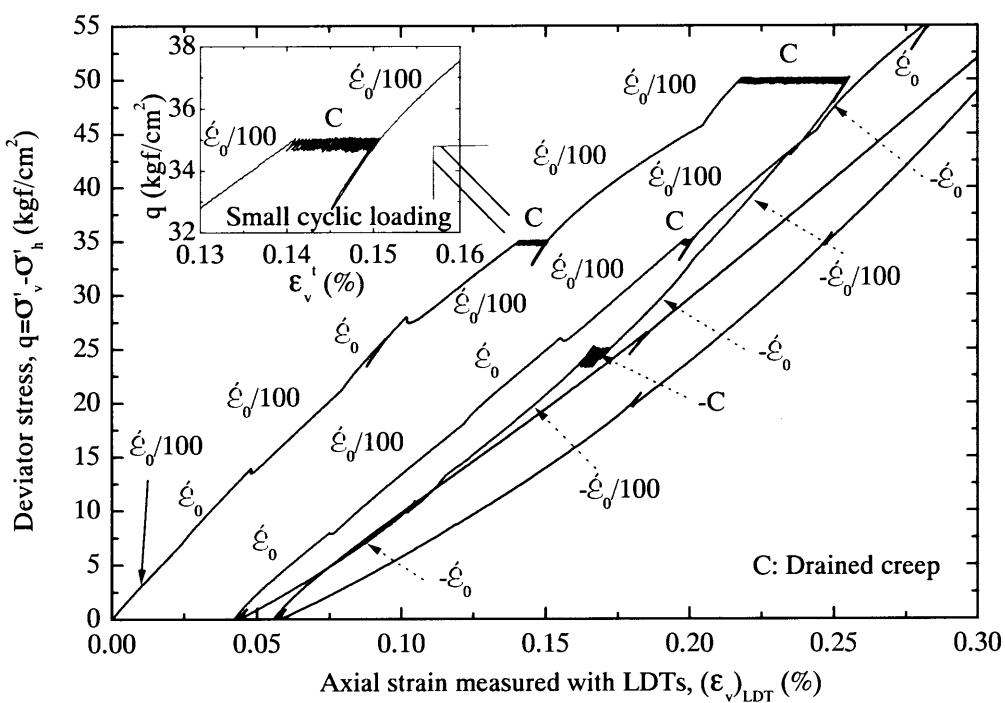


図 8.3.1(b) 大振幅繰返し載荷を含むひずみ速度急変単調載荷及び排水三軸クリープ試験による軸差応力一軸ひずみ関係（相模原堆積軟岩, $\varepsilon_v=0.3\%$ まで）

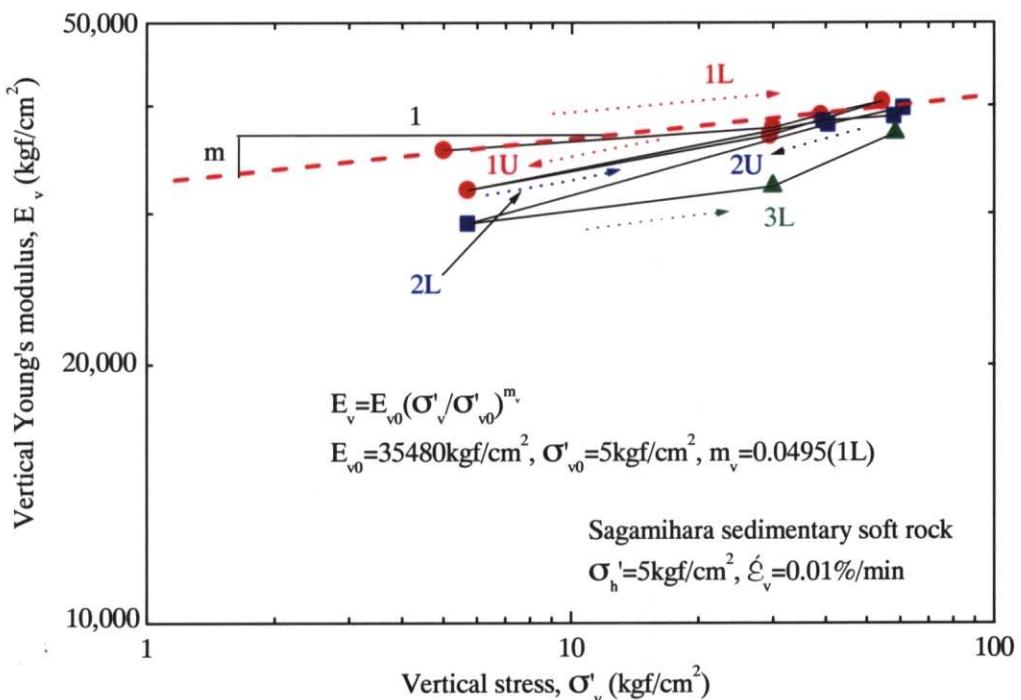


図 8.3.1(c) 鉛直方向ヤング率 E_v —鉛直応力関係(両対数表示)

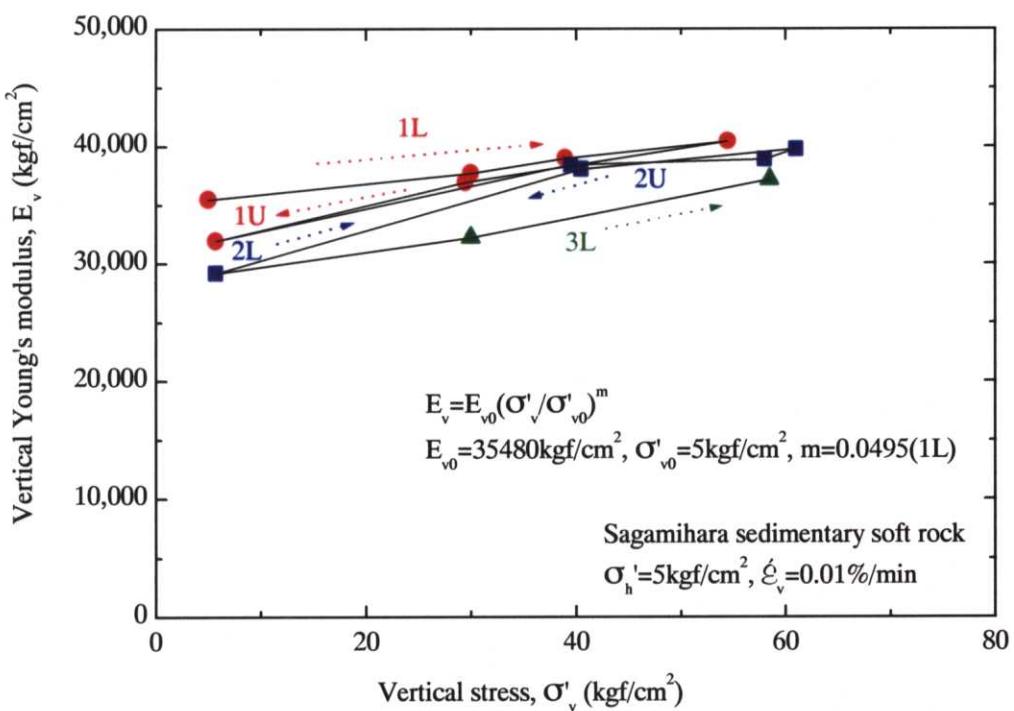


図 8.3.1(d) 鉛直方向ヤング率 E_v —鉛直応力関係(線形表示)

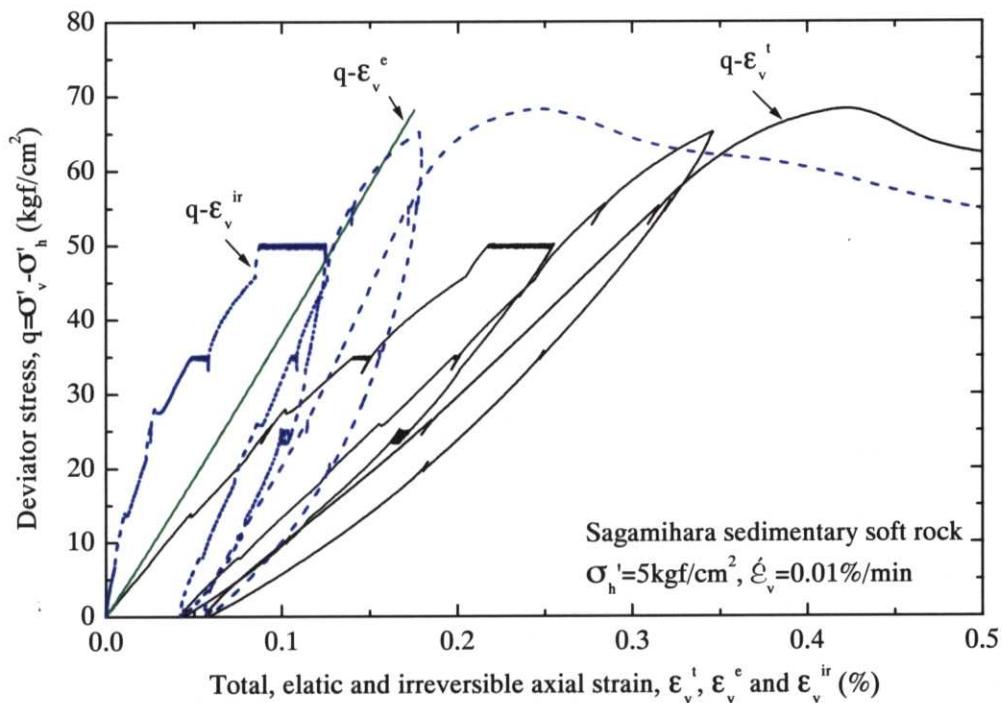


図 8.3.1(e) 亜弾性モデルによる弾性・非可逆ひずみの分離(相模原堆積軟岩)

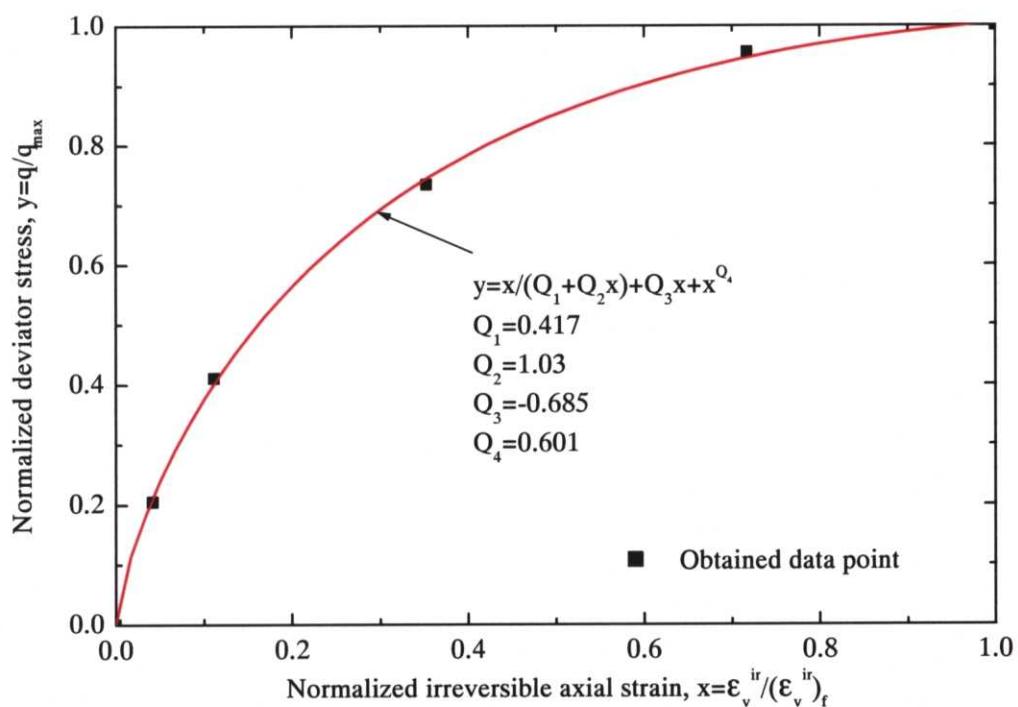


図 8.3.1(f) 正規化した応力—非可逆ひずみ関係(相模原堆積軟岩)

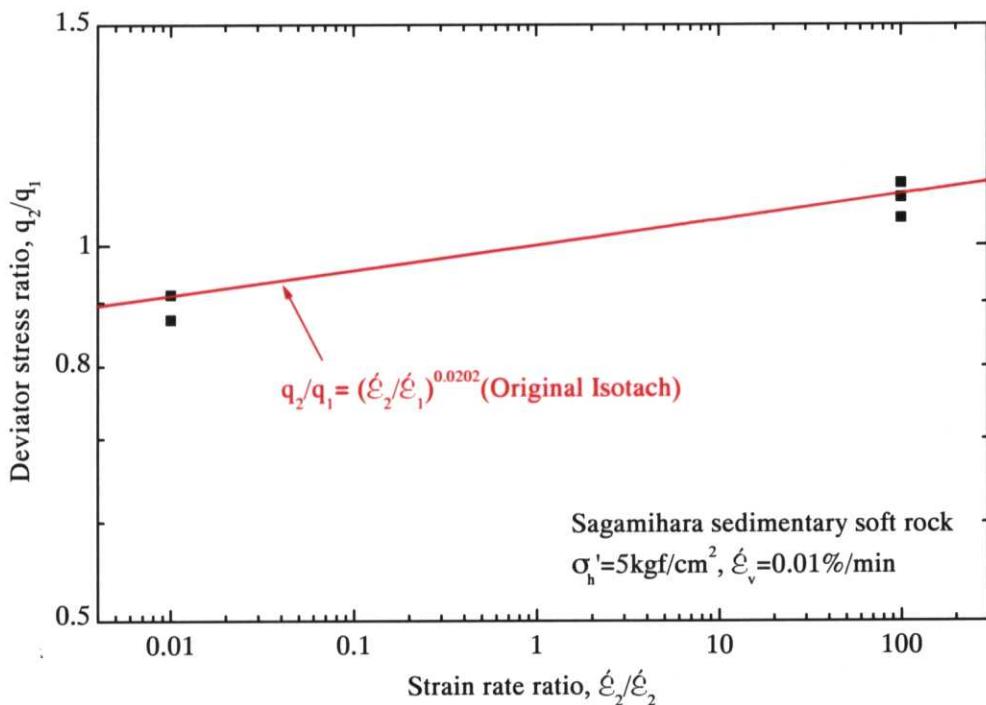


図 8.3.1(g) Original Isotach モデルによるひずみ速度依存性(相模原堆積軟岩, 両対数表示)

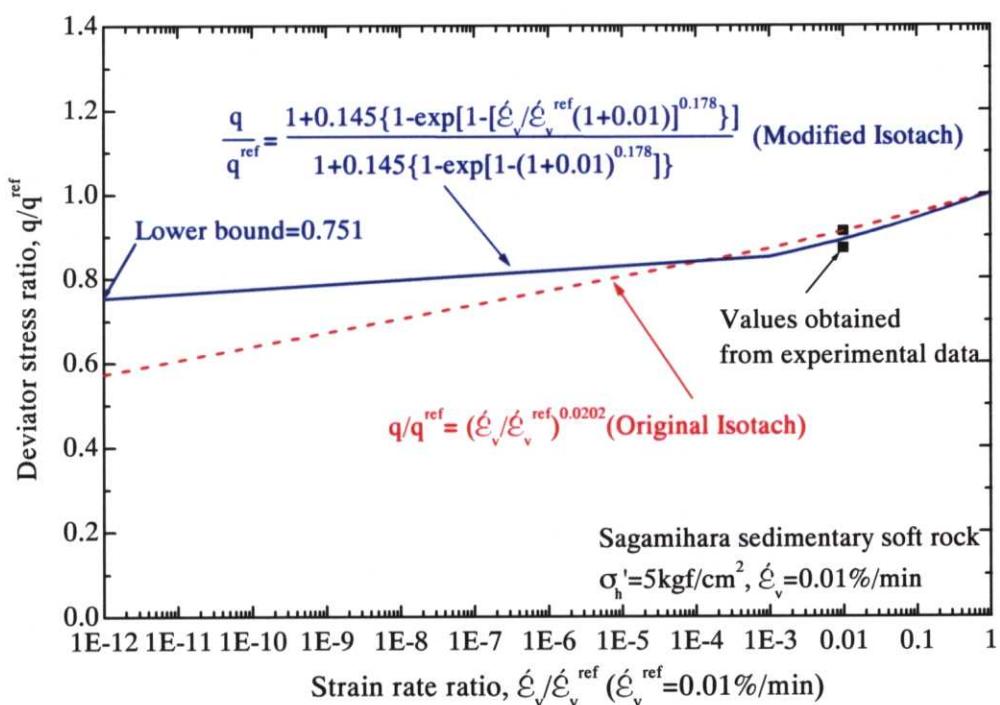


図 8.3.1(h) Modified Isotach モデルによるひずみ速度依存性(相模原堆積軟岩, ひずみ速度減少時)

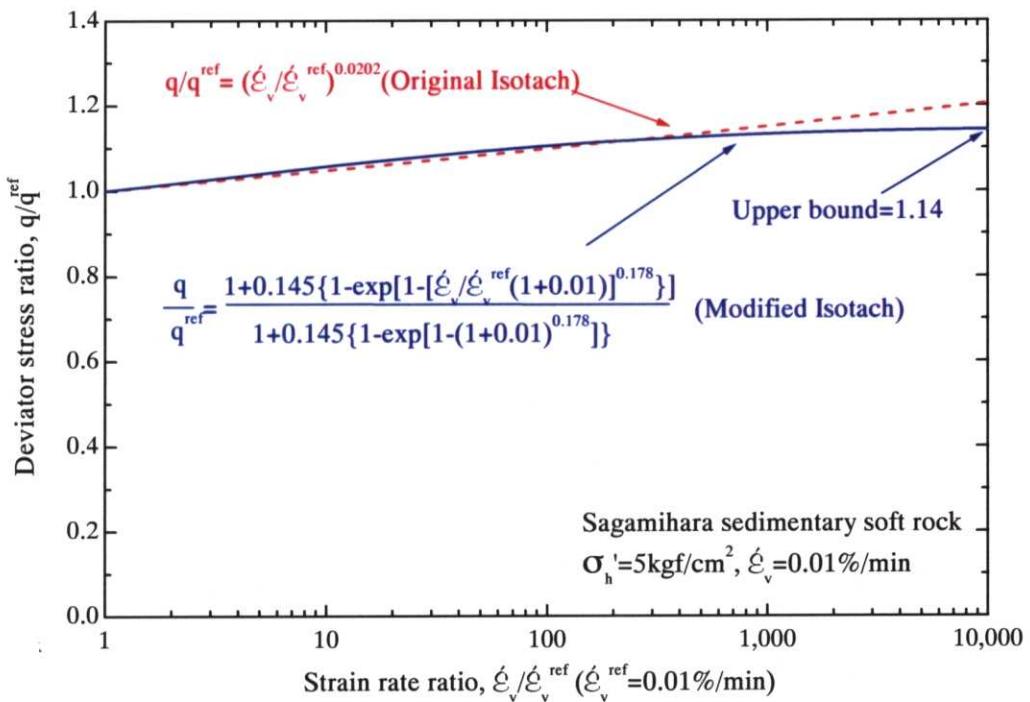


図 8.3.1(i) Modified Isotach モデルによるひずみ速度依存性(相模原堆積軟岩, ひずみ速度增加時)

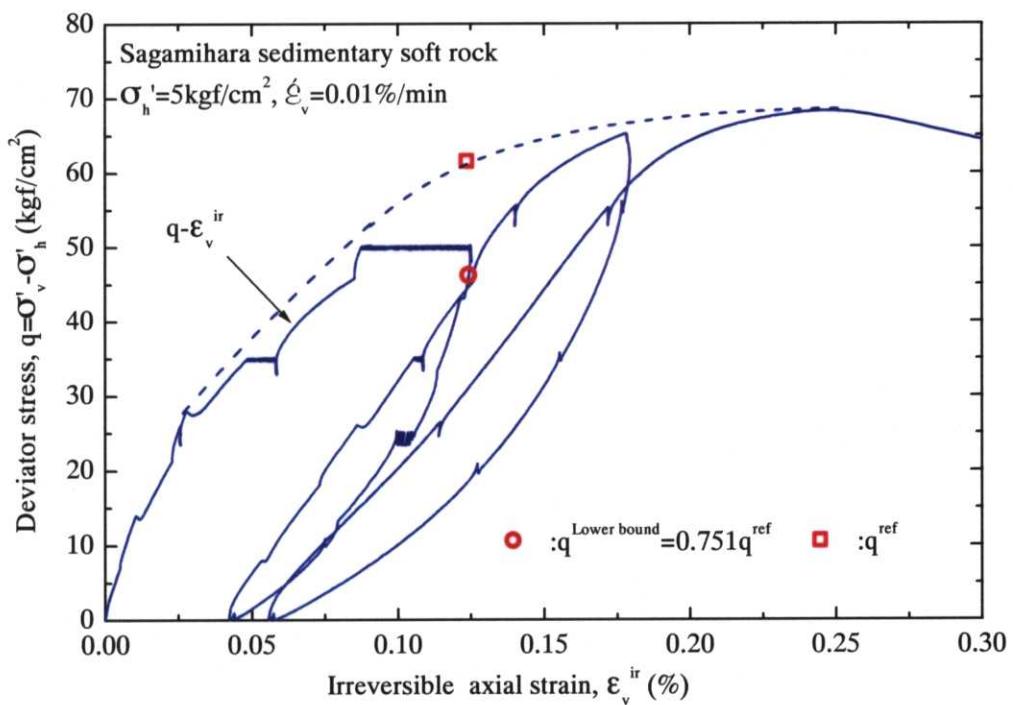


図 8.3.1(j) 軸差応力—非可逆ひずみ関係と基準応力 75%による下限応力値

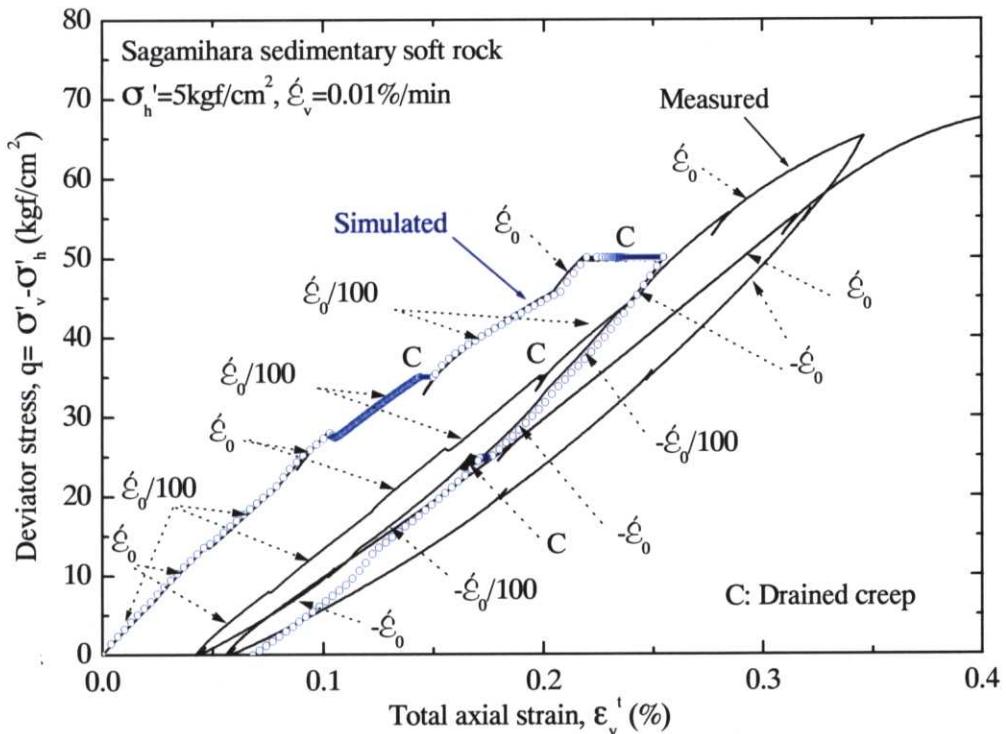


図 8.3.2(a) 軸差応力一軸ひずみ関係における試験結果と Modified Isotach モデルによる計算値の比較

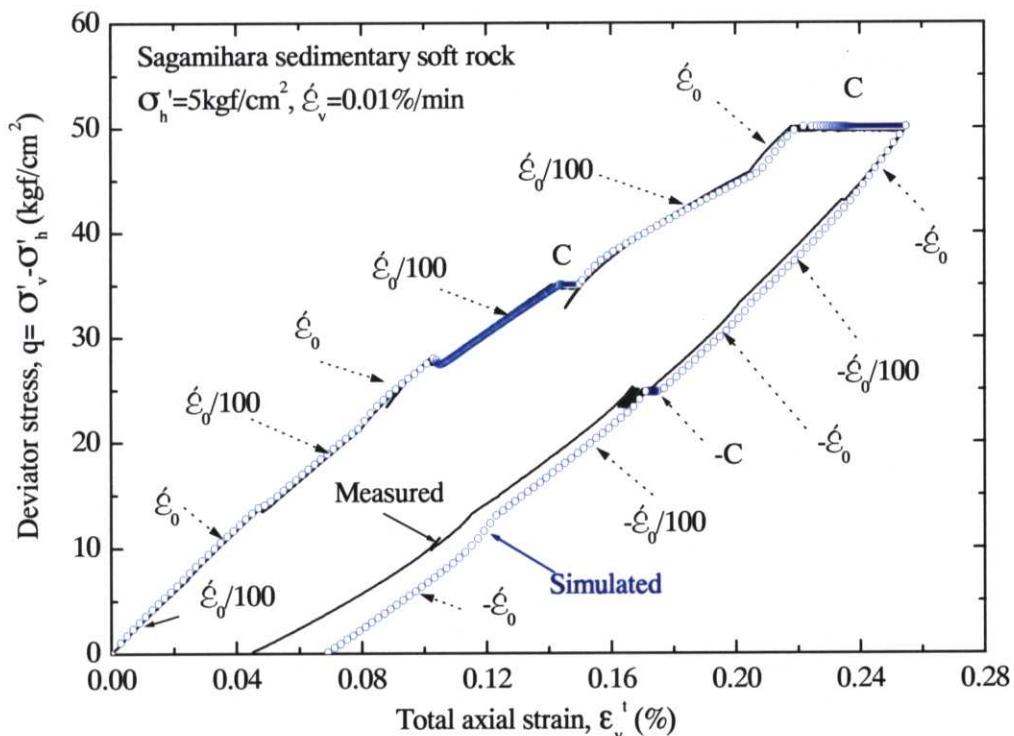


図 8.3.2(b) 軸差応力一軸ひずみ関係における試験結果と Modified Isotach モデルによる計算値の比較(最初の載荷・除荷のみ)

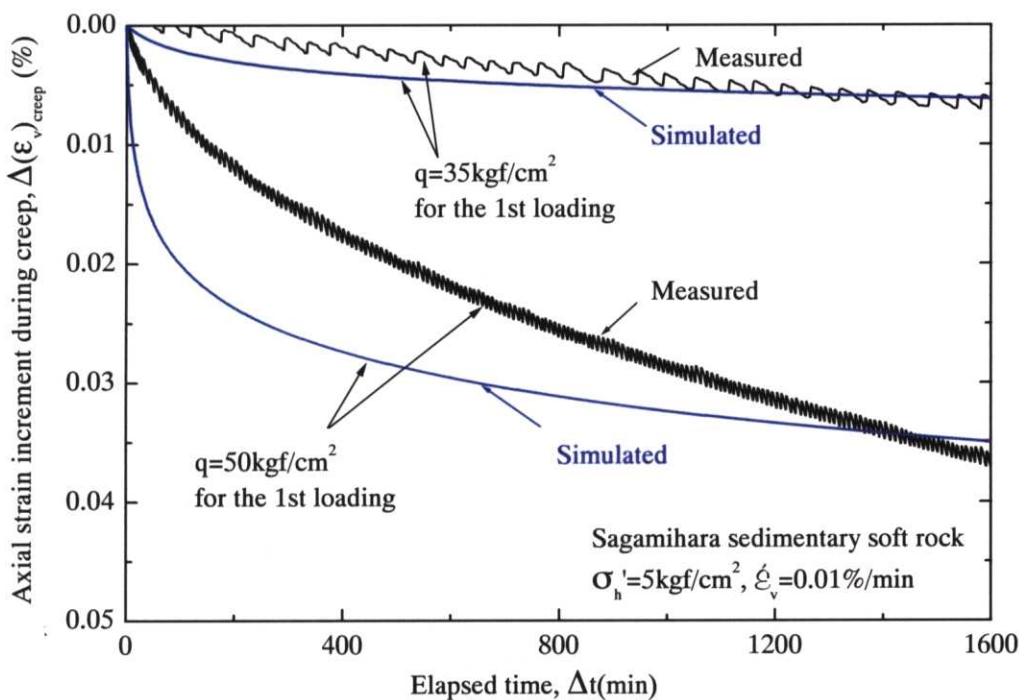


図 8.3.2(c) クリープひずみの経時変化における試験結果と Modified Isotach モデルによる計算値の比較

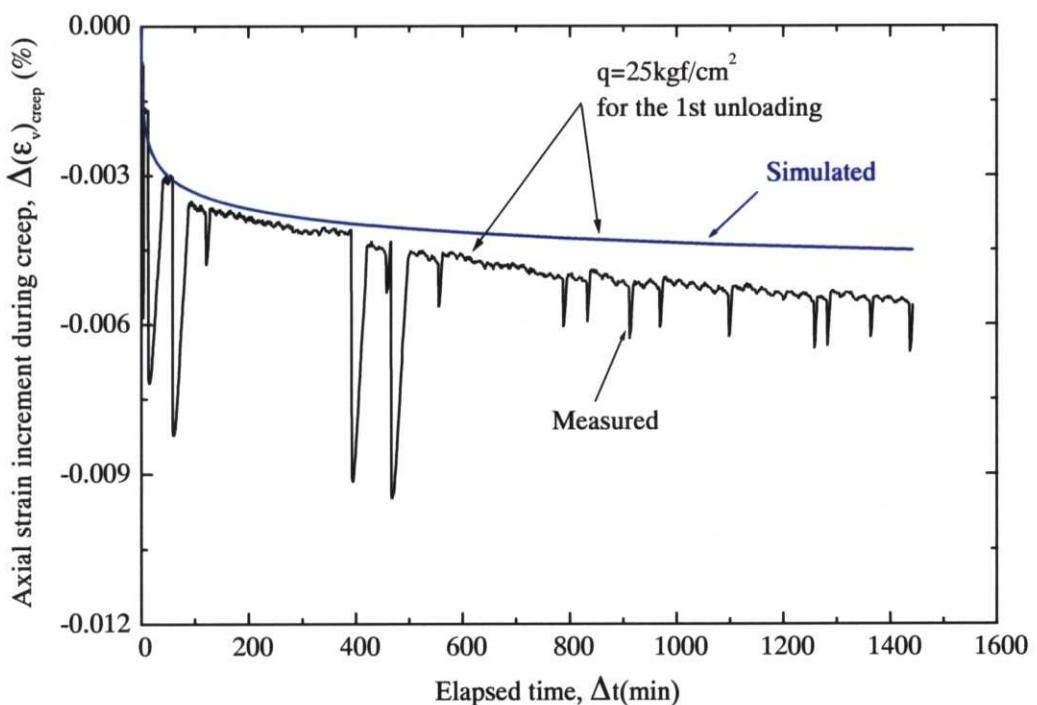


図 8.3.2(d) クリープひずみの経時変化における試験結果と Modified Isotach モデルによる計算値の比較

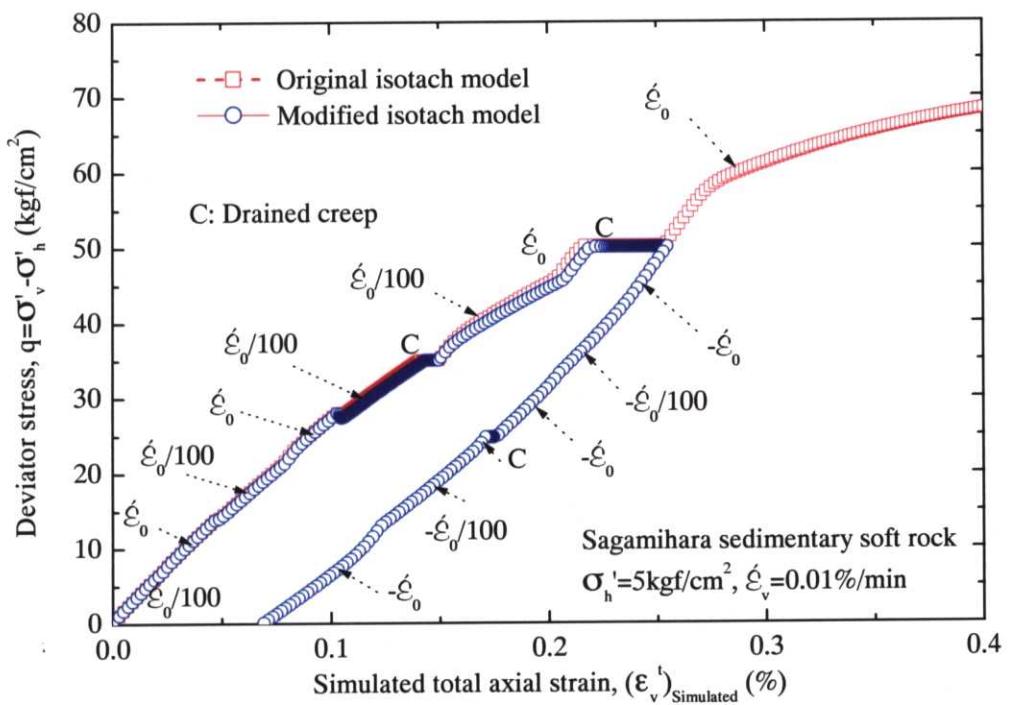


図 8.3.2(e) Modified Isotach モデルと Original Isotach モデルによる計算値の比較

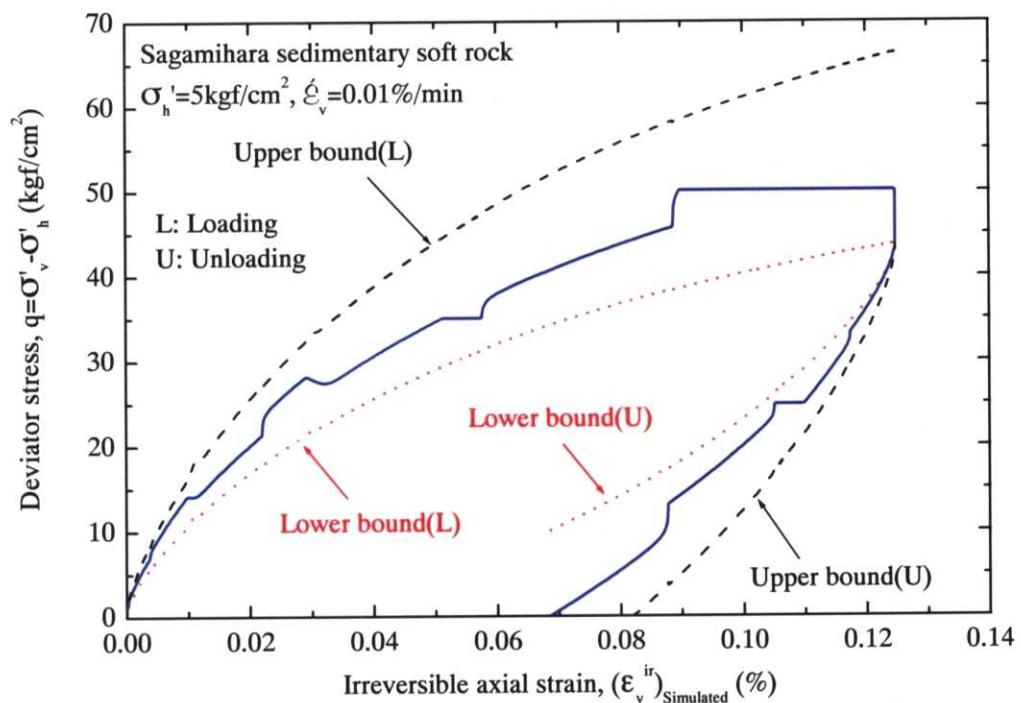


図 8.3.2(f) Modified Isotach モデルによる軸差応力・上限応力・下限応力—非可逆ひずみ関係

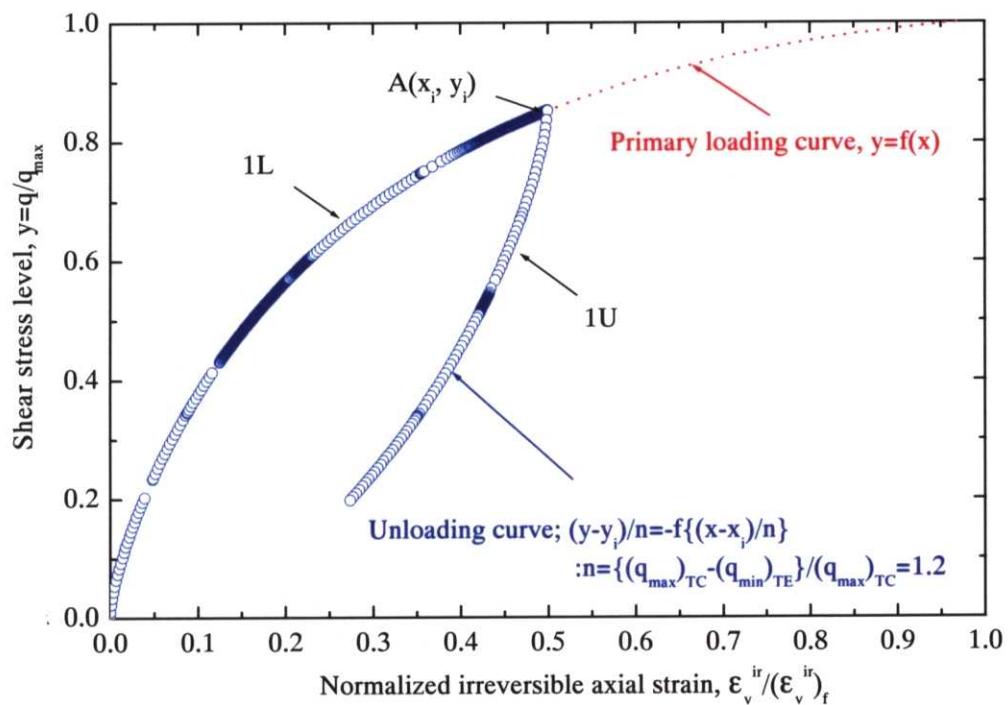


図 8.3.2(g) Modified Isotach モデルによる大振幅繰返し載荷の正規化した応力—
非可逆ひずみ関係

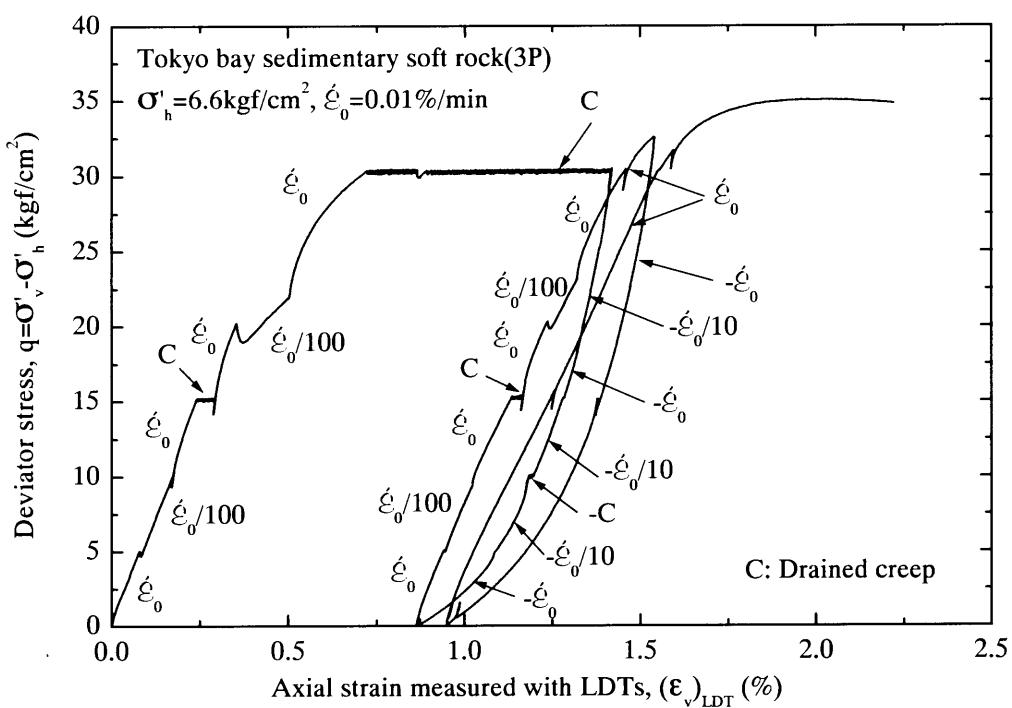


図 8.3.3(a) 大振幅繰返し載荷を含むひずみ速度急変単調載荷及び排水三軸クリープ試験による軸差応力一軸ひずみ関係（東京湾口海底堆積軟岩、図 7.2.9 参照）

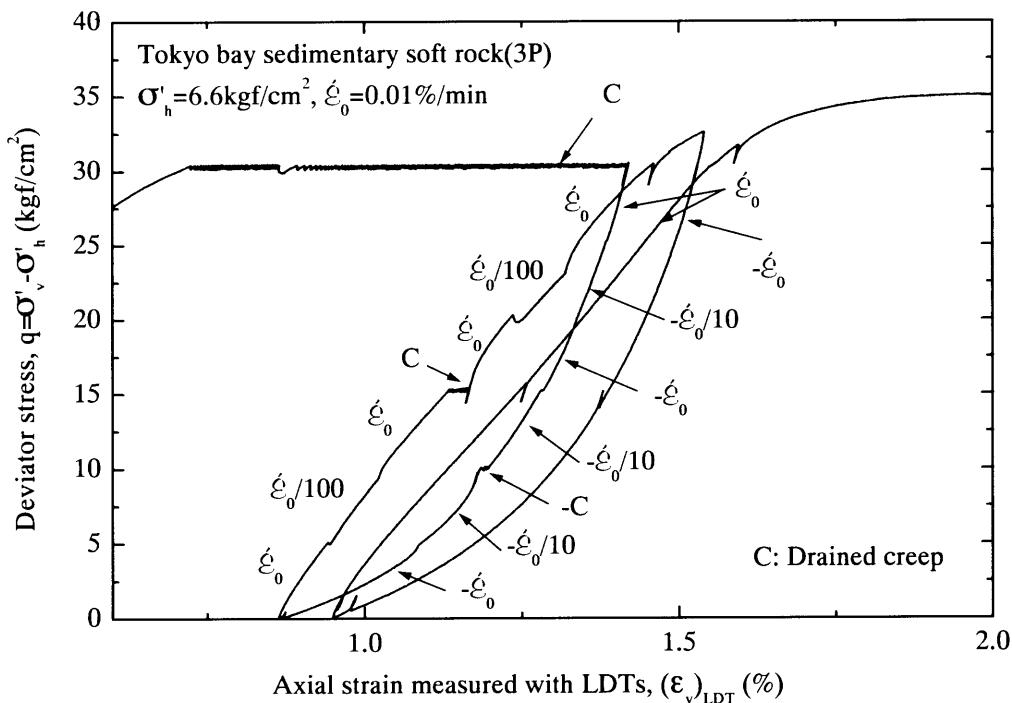


図 8.3.3(b) 大振幅繰返し載荷を含むひずみ速度急変単調載荷及び排水三軸クリープ試験による軸差応力一軸ひずみ関係（東京湾口海底堆積軟岩、 $\epsilon_v = 0.7 \sim 2\%$ まで）

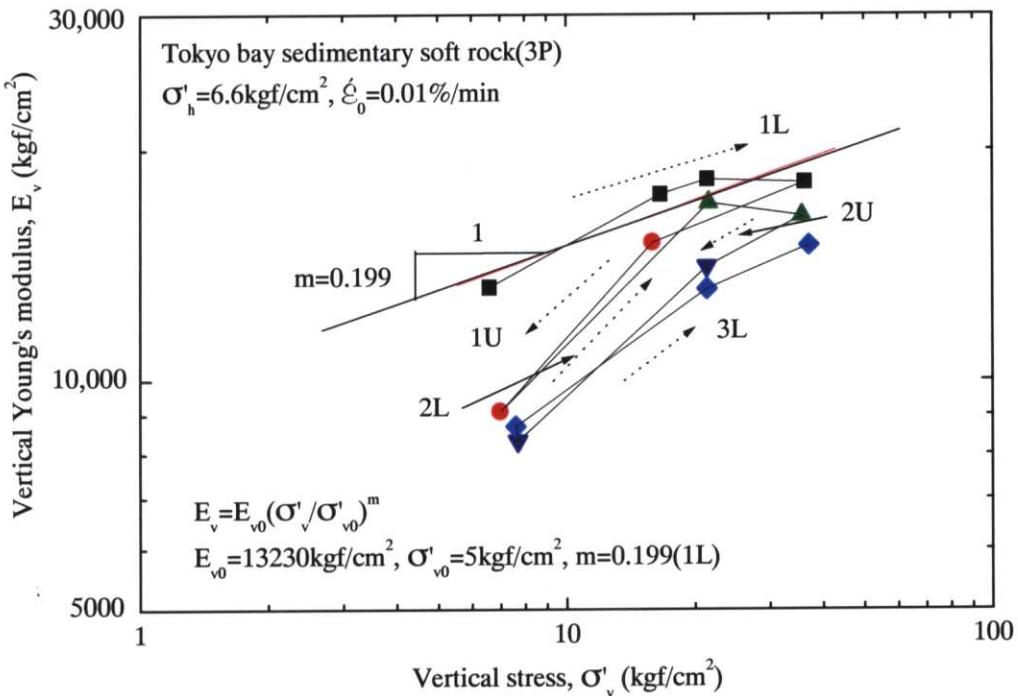


図 8.3.3(c) 鉛直方向ヤング率 E_v —鉛直応力関係(両対数表示)

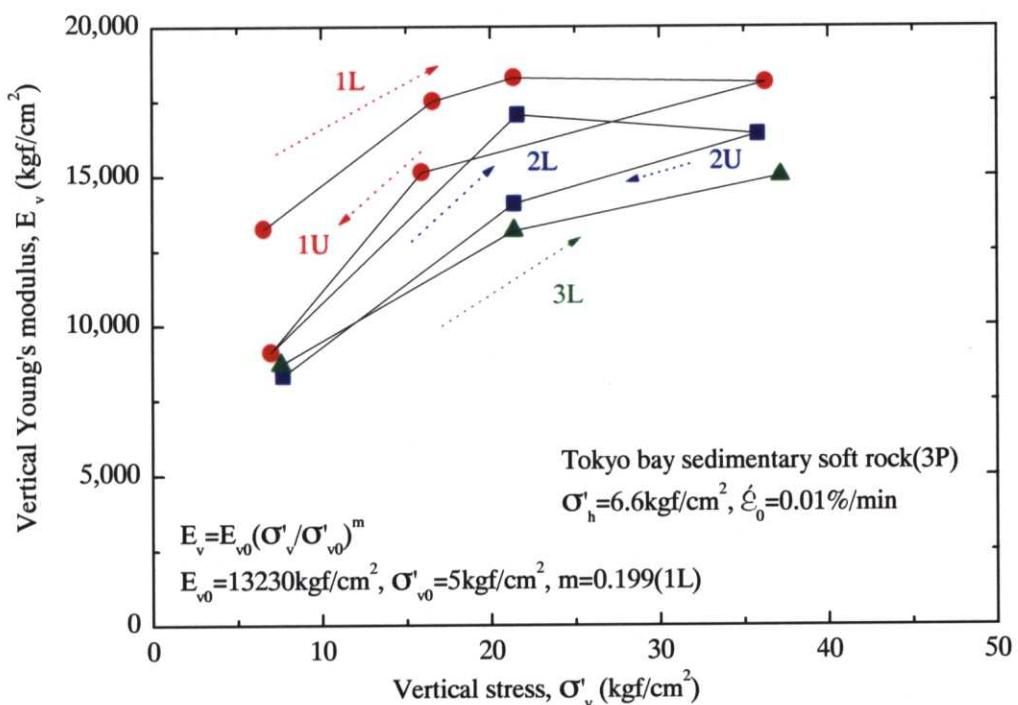


図 8.3.3(d) 鉛直方向ヤング率 E_v —鉛直応力関係(線形表示)

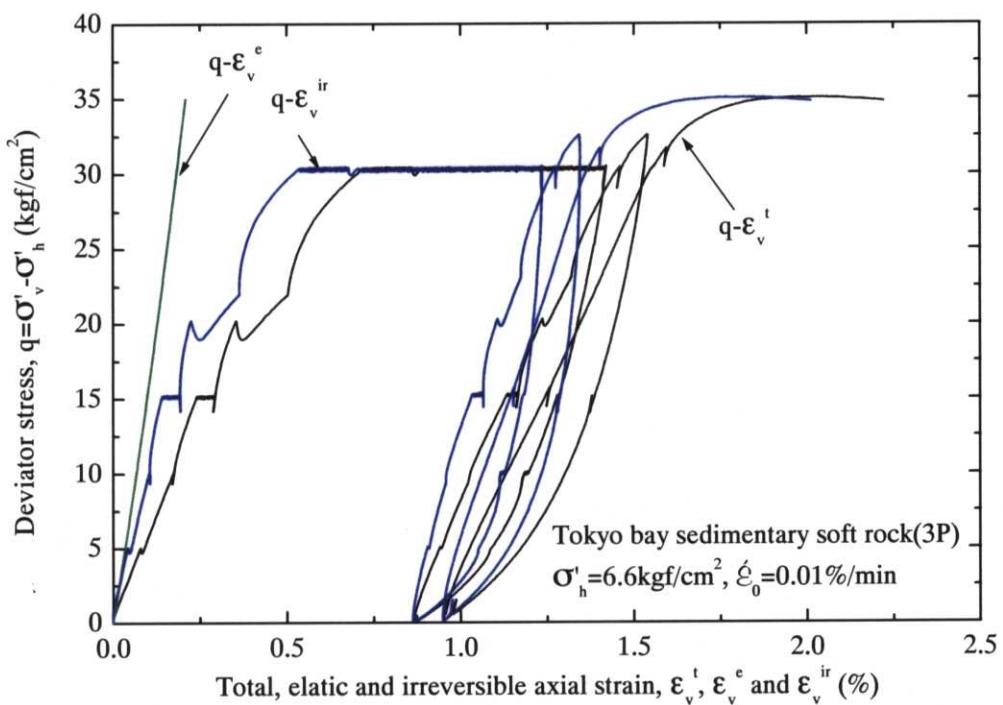


図 8.3.3(e) 亜弾性モデルによる弾性・非可逆ひずみの分離(東京湾口海底堆積軟岩)

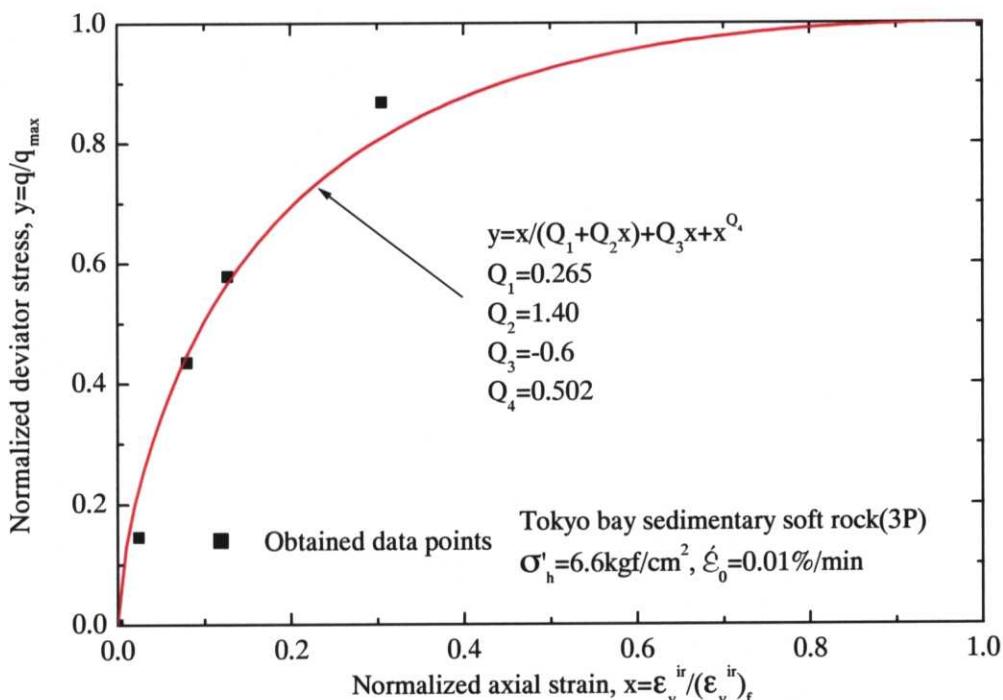


図 8.3.3(f) 正規化した応力—非可逆ひずみ関係(東京湾口海底堆積軟岩)

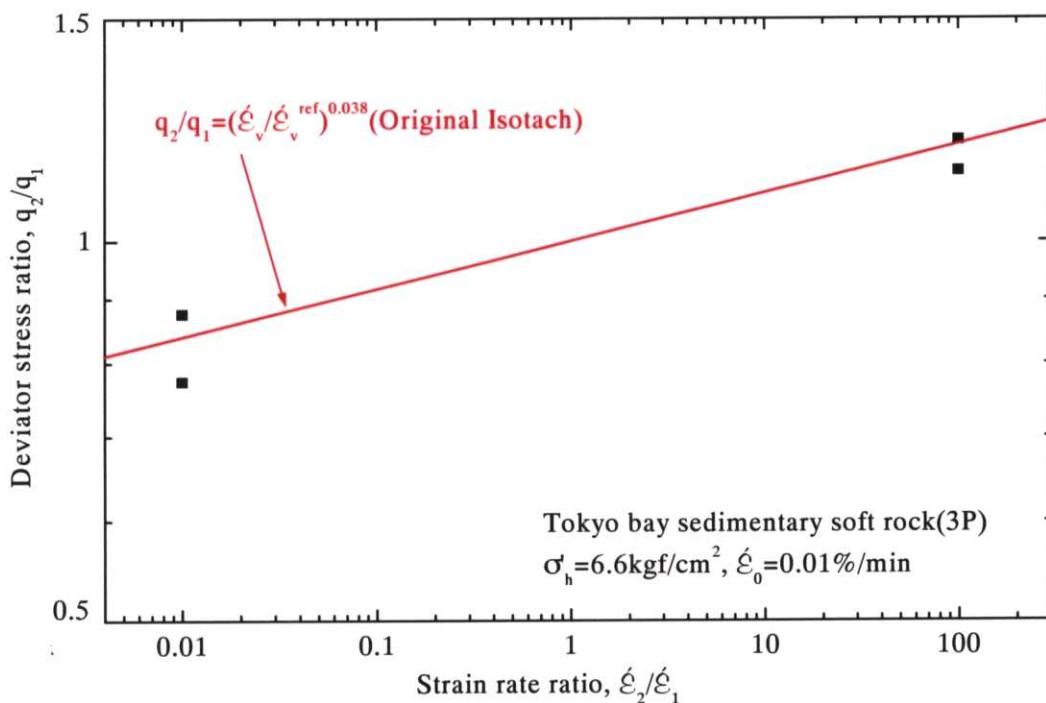


図 8.3.3(g) Original Isotach モデルによるひずみ速度依存性(東京湾口海底堆積軟岩, 両対数表示)

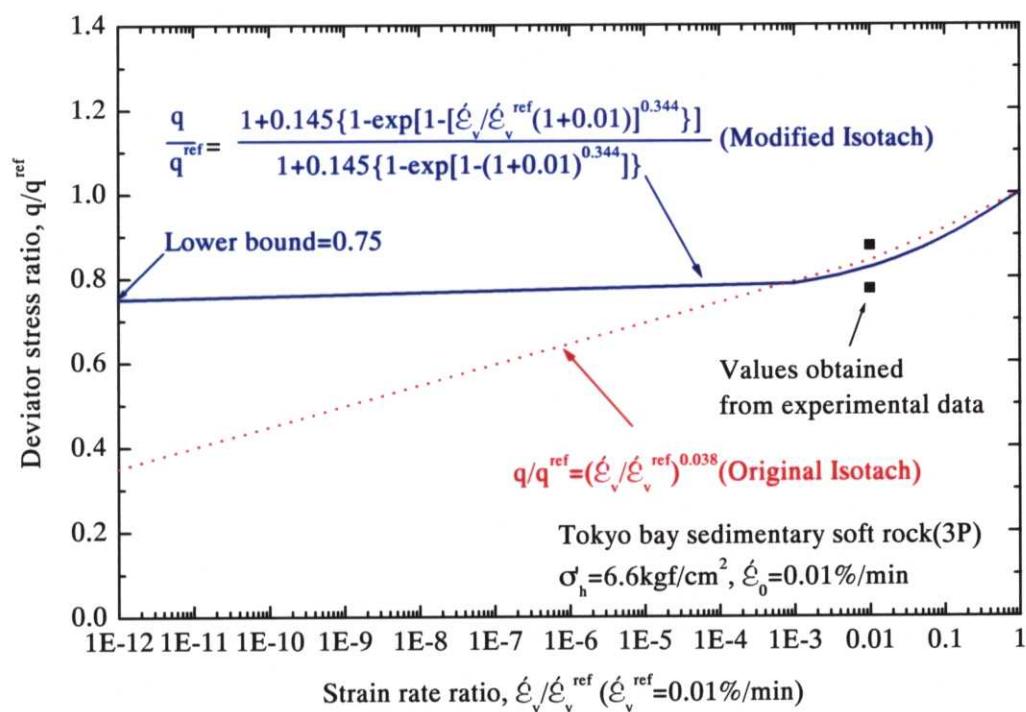


図 8.3.3(h) Modified Isotach モデルによるひずみ速度依存性(東京湾口海底堆積軟岩, ひずみ速度減少時)

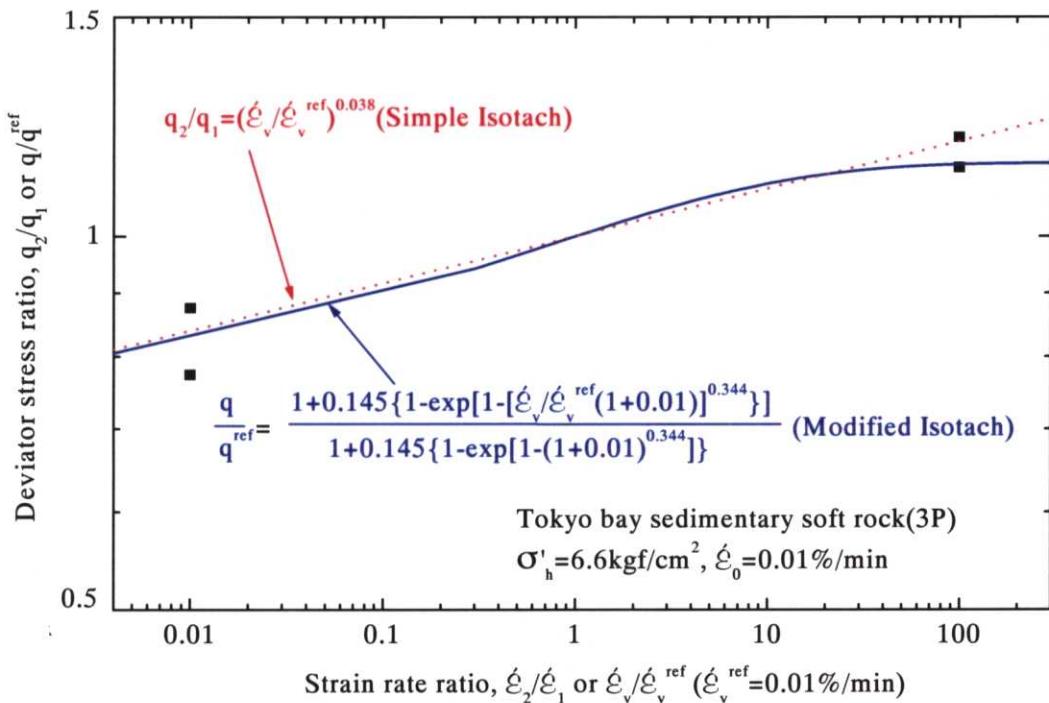


図 8.3.3(i) Modified Isotach モデルによるひずみ速度依存性(東京湾口海底堆積軟岩, ひずみ速度増加時)

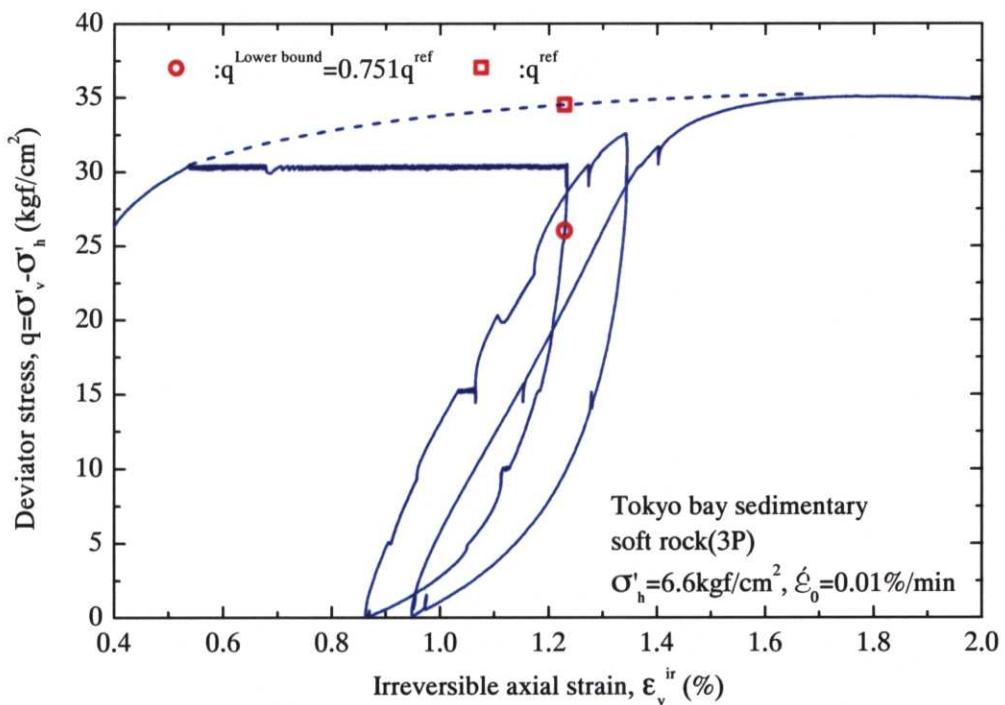


図 8.3.3(j) 軸差応力—非可逆ひずみ関係と基準応力 75%による下限応力値

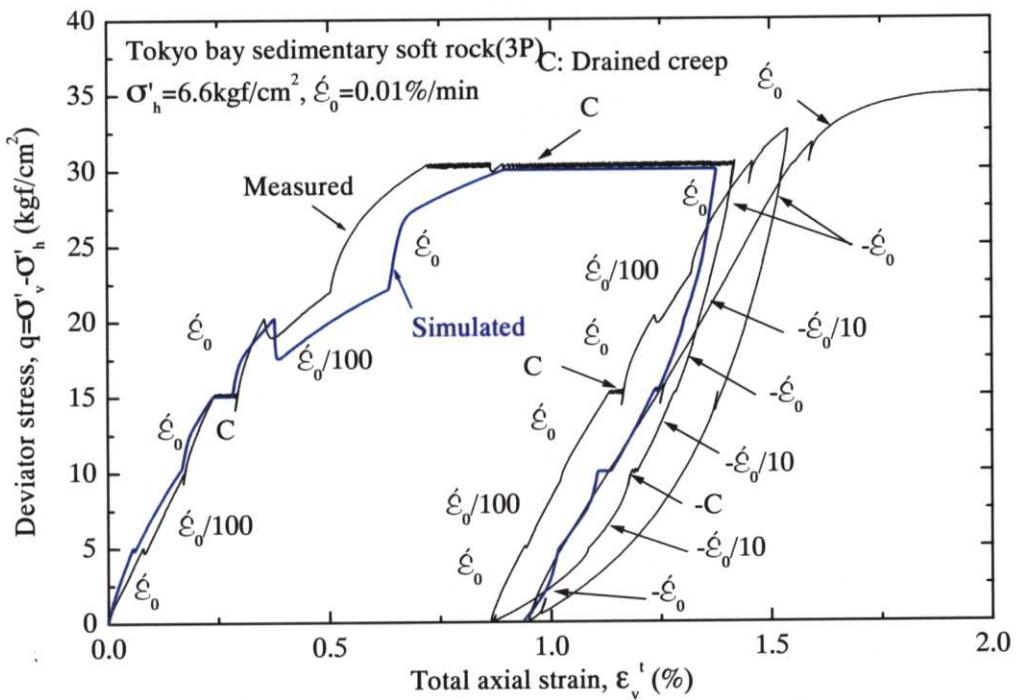


図 8.3.4(a) 軸差応力一軸ひずみ関係における試験結果と Modified Isotach モデルによる計算値の比較

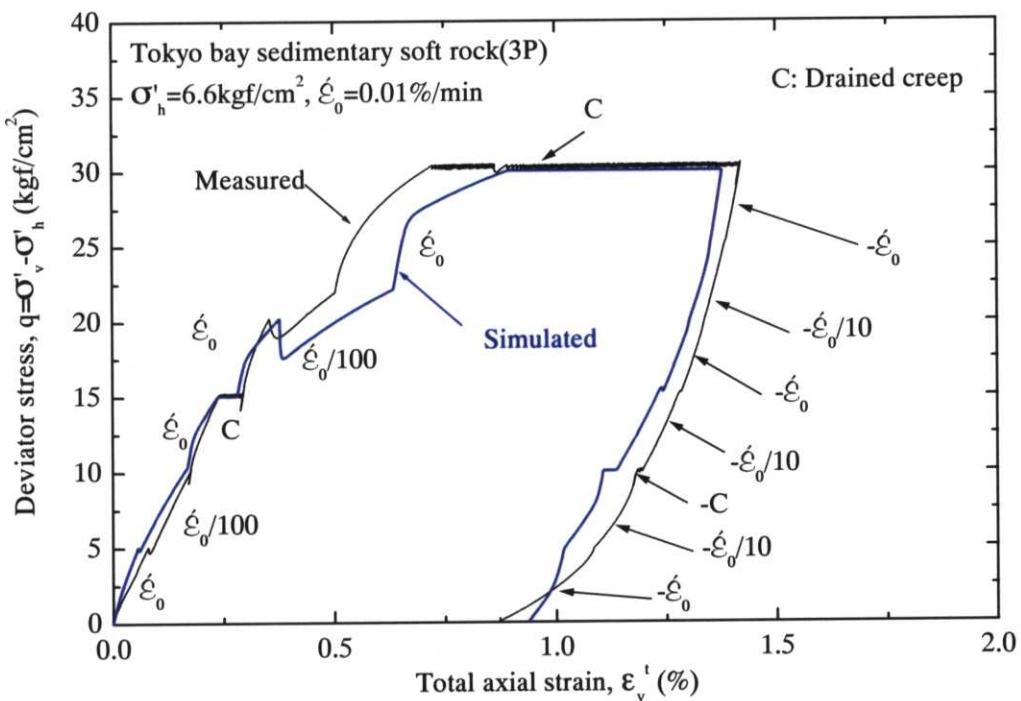


図 8.3.4(b) 軸差応力一軸ひずみ関係における試験結果と Modified Isotach モデルによる計算値の比較(最初の載荷・除荷のみ)

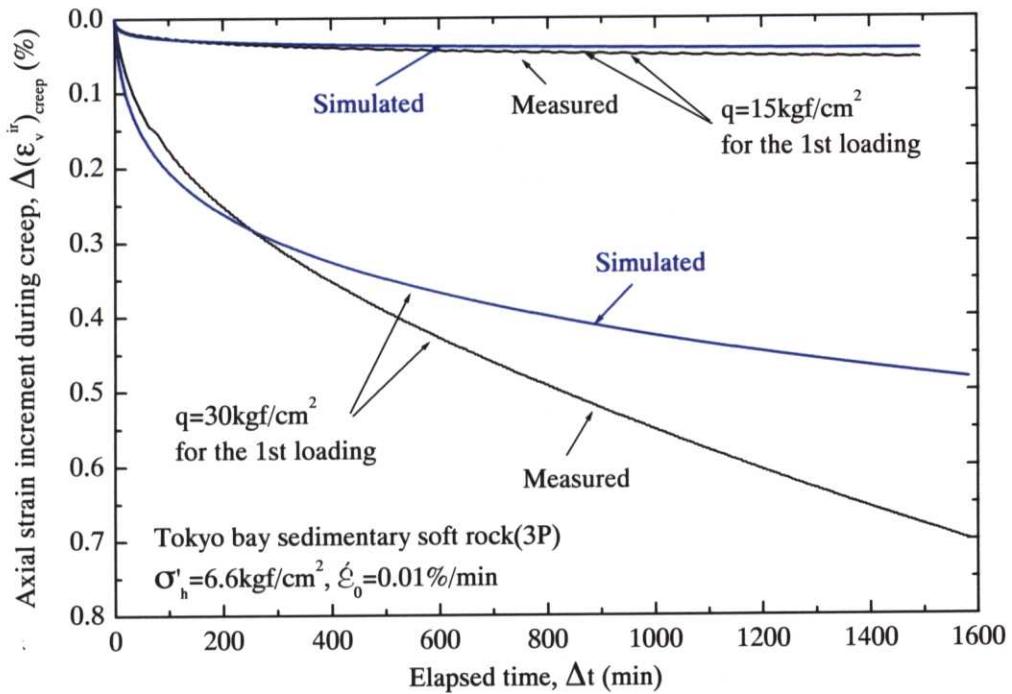


図 8.3.4(c) クリープひずみの経時変化における試験結果と Modified Isotach モデルによる計算値の比較

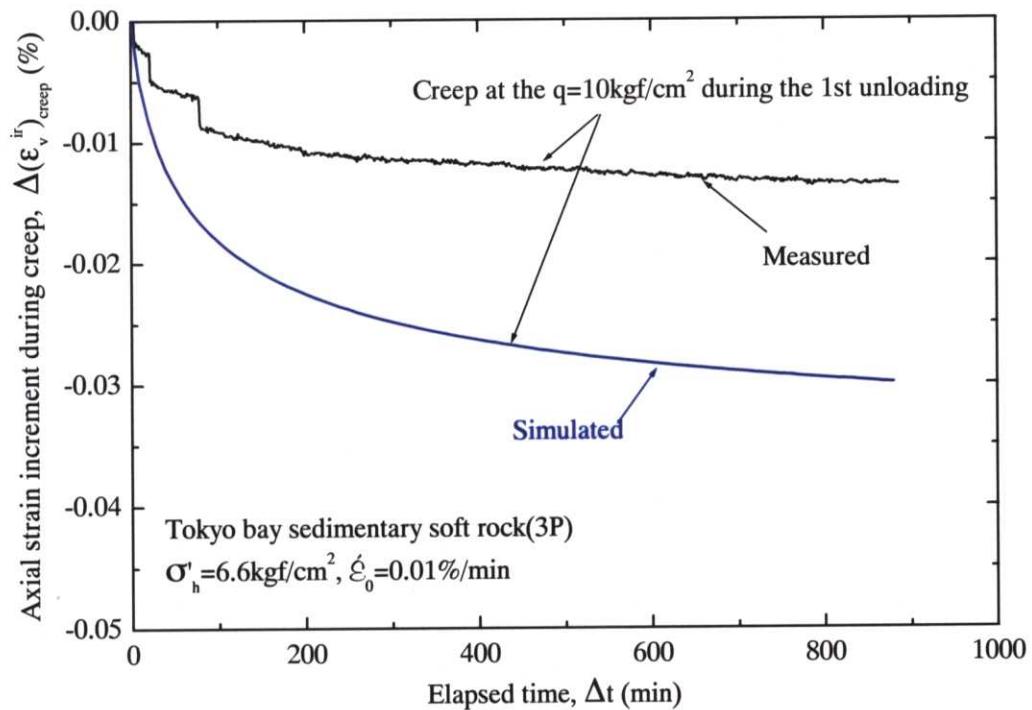


図 8.3.4(d) クリープひずみの経時変化における試験結果と Modified Isotach モデルによる計算値の比較

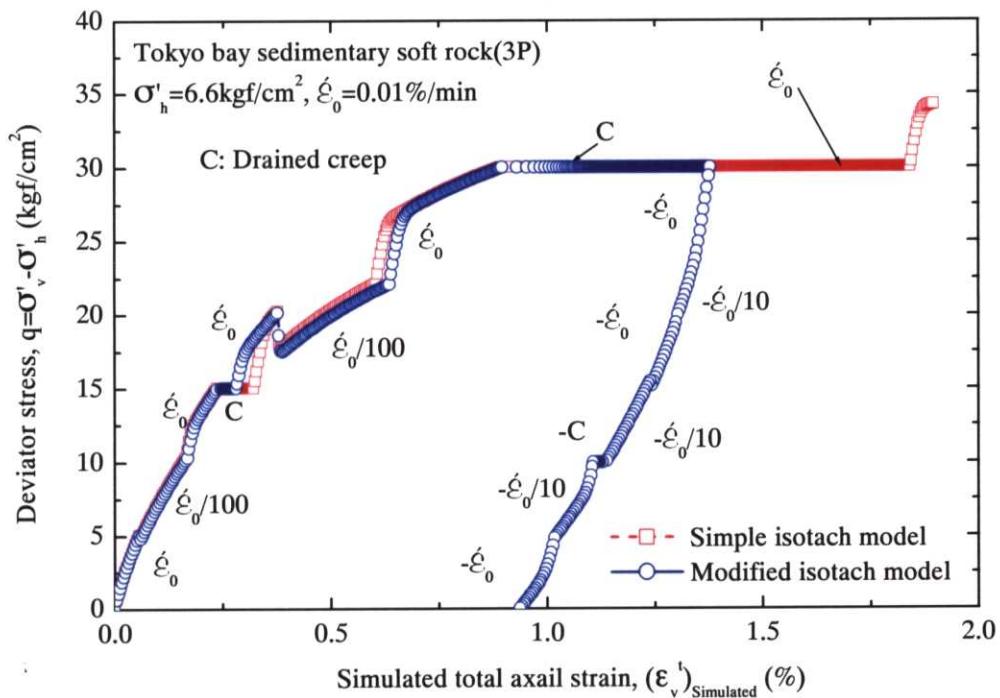


図 8.3.4(e) Modified Isotach モデルと Original Isotach モデルによる計算値の比較

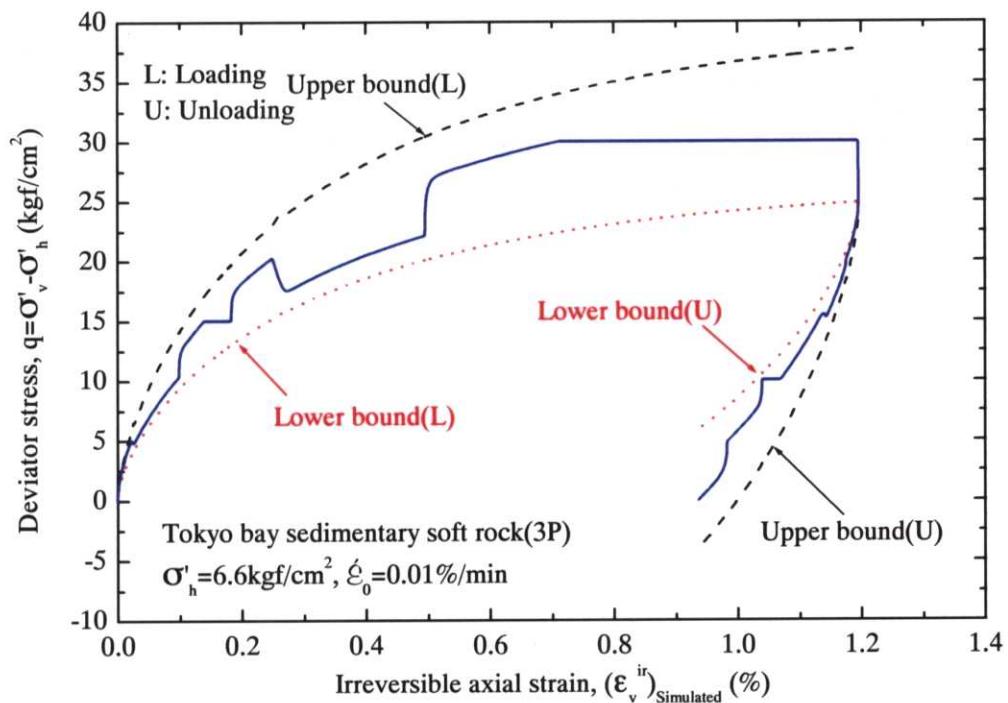


図 8.3.4(f) Modified Isotach モデルによる軸差応力・上限応力・下限応力—非可逆ひずみ関係

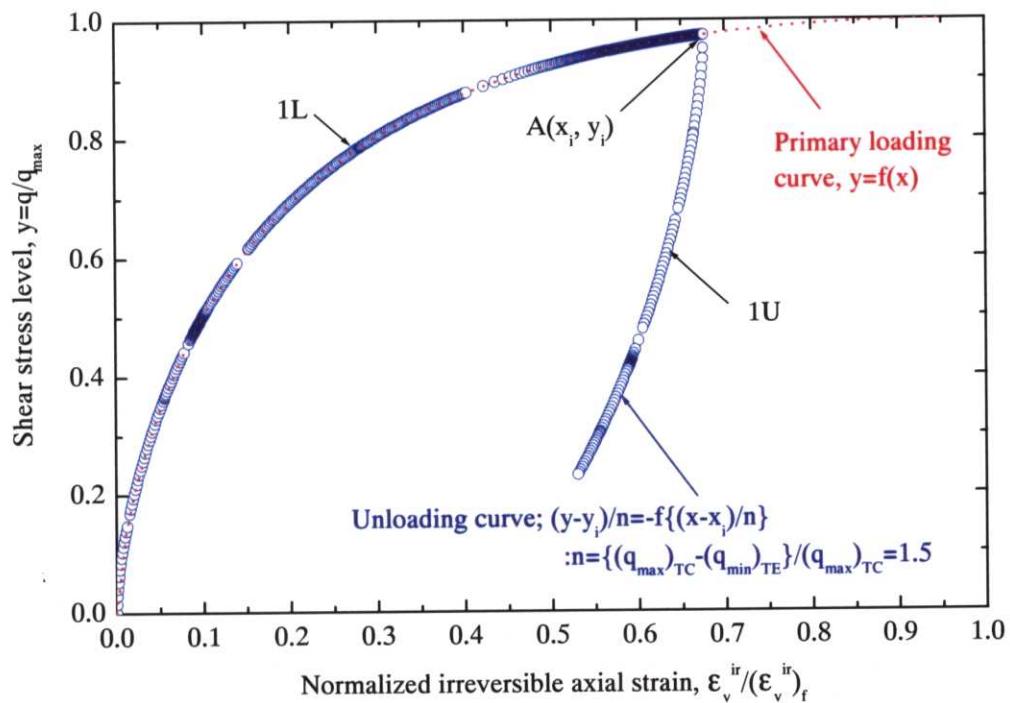


図 8.3.4(g) Modified Isotach モデルによる大振幅繰返し載荷の正規化した応力—非可逆ひずみ関係

第九章 結論

9.1 結論

本研究は、不明な点が多かった堆積軟岩の破壊前変形特性を、従来と比較して非常に精密な室内要素試験を行ない明らかにしている。さらに弾性変形特性の応力状態誘導異方性と時間依存非線形変形特性を考慮した新たな構成則を適用し、その有効性を示している。

まず試験方法について得られた重要な結論を示す。

- (1) 従来の慣用的な三軸クリープ試験は、軸ひずみを載荷軸やキャップの変位から求めているため、軸ひずみを過大評価している。供試体上下端面のゆるみ層やキャップ・ペデスタルとの不整合から生じるベディング・エラー(B.E.)は、荷重の増加とともに増加すると考えられていた。しかし、荷重が一定でもB.E.に時間効果があるため、その影響は無視できない。従って、クリープを含む時間依存性の変形特性を評価する目的には、単調載荷試験と同様に、供試体側面での局所的な変形測定は必要不可欠である。また従来の慣用的な実験方法で得られた堆積軟岩のクリープ試験結果は、再評価しなければならない。
- (2) 堆積軟岩の固有異方性や応力状態誘導異方性を評価するうえで、鉛直ひずみとともに水平ひずみを微小ひずみレベルから局所的に正確に測定できる角柱供試体を用いる三主応力制御試験装置は非常に有効である。特に一つの供試体から異なる直交方向の弾性変形特性が得られ、その異方性が検討できる利点がある。しかし、正確な三次元弾性変形特性を評価するためには、載荷板と供試体の間に摩擦軽減層を設けて過剰な摩擦力が生じないように実施する必要がある。

堆積軟岩は、小ひずみレベルから非線形変形特性を示す。従来の試験方法とその結果に対する慣用的な解釈は、堆積軟岩の変形特性を間違って評価する虞れがある。これについての知見を記す。

- (3) 接線ヤング率と同様に、接線ポアソン比も小さい応力レベルから非線形変形特性を示す。その評価にも、局所的に高精度なひずみを測定する必要がある。従来の慣用的な圧密排水三軸圧縮試験で間接的測定による接線ポアソン比(ν_{vh})_{tan,ext}を評価し、これが一定となる部分を弾性変形領域あるいは弾性変形が卓越する領域と見なすことは不合理である。

- (4) 大きな繰返し載荷を受ける堆積軟岩は、未固結の粒状体材料の非線形変形特性とは一見異なる挙動を示す。しかし、鉛直方向ヤング率 E_v の鉛直応力状態依存性と構造の損傷の影響を考慮すると合理的に説明できる。

非線形変形特性を示さないひずみレベルは 0.001% オーダーであった。この応力—ひずみ関係がほとんど可逆的な微小ひずみレベルにおいて、堆積軟岩の弾性変形特性の評価を行なった。重要な試験結果と知見を述べる。

- (5) 2 箇所でブロックサンプリングした角柱供試体は、ヤング率について顕著な固有異方性を示さなかった。すなわち鉛直方向と水平方向のヤング率にあまり違いがない。これは、ひずみを載荷軸やキャップの変位から求めている慣用的な三軸圧縮試験によってしばしば得られる結果と異なる傾向である。
- (6) 三軸試験により、供試体の鉛直方向ヤング率 E_v の応力状態依存性を示した。その結果、等方応力状態および側圧一定の異方応力状態における E_v は、基本的に鉛直応力 σ'_v に依存する。比較的よく用いられる平均主応力 $p' = (\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3$ や $\sigma'_m = (\sigma'_v + \sigma'_h)/2$ では、 E_v の応力状態依存性を統一的に説明できない。
- (7) 三主応力制御試験により、弾性変形特性の応力状態誘導異方性を示した。その結果は、ある方向 A に生じる直ひずみ増分 $d\varepsilon_A$ から定義するヤング率 $E_A = \frac{d\sigma'_A}{d\varepsilon_A}$ は、その方向に作用する直応力 σ'_A に基本的に依存すると考えると合理的に説明できる。亜弾性体としての特性を示し、 E_A は次式のように表される。

$$E_A = f(\sigma'_A) \quad (i)$$

- (8) 一方でポアソン比は、拘束圧の変化によるバラツキが大きく、一般的な応力状態に対する統一的な見解は得られなかった。しかし、軸対称の側圧一定下 ($\sigma'_x = \sigma'_y$) では応力比 $\frac{\sigma'_z}{\sigma'_x}$ の増加とともに、ポアソン比 $\nu_{yz} = -\frac{d\varepsilon_y}{d\varepsilon_z}$, $\nu_{zx} = -\frac{d\varepsilon_x}{d\varepsilon_z}$ はやや増加傾向にあり、 $\nu_{yz} = -\frac{d\varepsilon_z}{d\varepsilon_y}$ はやや減少傾向にある。

堆積軟岩の長期的沈下が、主に一次圧密に由来するものなのか、それとも粘性によるクリープ（二次圧縮）によるものなのかという議論がある。B.E.の影響等により堆積軟岩の標準圧密試験結果に信用性が少ないことも問題の解決を

妨げている。通常は、粘性によるクリープ（二次圧縮）変形と見なされることが多い。クリープ変形は、一次クリープ・二次クリープと遷移して最終的にクリープ破壊に至る場合もある。したがってクリープ変形が十分に小さいことを予測しておくことは非常に意義がある。そこで、クリープ載荷を含む、ひずみ速度を途中で変速させた三軸試験を実施して、時間依存非線形変形特性の検討を行った。次に重要な点をまとめると、

- (9) 軸差応力一軸ひずみ関係は、ひずみ速度の影響を受ける。過去のひずみ速度の履歴に関わらず、それぞれの現在の非可逆ひずみ速度に固有の軸差応力一軸ひずみ曲線を辿る Isotach 特性が生じている。
- (10) 排水クリープひずみは、クリープ載荷開始時の非可逆ひずみ速度の影響を受ける。この非可逆ひずみ速度が小さいほうが、クリープひずみは小さい。ゆえに応力レベルが大きくても、クリープ載荷開始時の非可逆ひずみ速度が十分に小さければ、クリープひずみ量は低応力レベルのクリープより小さくなることもある。このような現象は、排水クリープが Isotach 特性を示すと考えると合理的に説明できる。
- (11) また最初の載荷過程におけるクリープひずみより、同じ応力レベルであれば除荷後に行なった二回目の載荷過程におけるクリープひずみのほうが小さい。また除荷過程の排水クリープでは、応力レベルがある程度小さくなると負のクリープひずみ、“Creep Recovery”を生じる。

(3)～(11)に述べた性質を考慮しないと、実際の施工段階・施工速度に応じた堆積軟岩の小ひずみレベルの変形を正確に予測できない。そこで、亜弾性体と応力一非可逆ひずみ関係の Isotach 特性に立脚した新しい構成則の適用を試みた。検討対象は、三軸試験条件における側圧一定下の軸差応力一軸ひずみの一次元関係である。その結果、得られた知見を示す。

- (12) (ii)式のように、軸差応力 q を非可逆軸ひずみ ε_v^{ir} と非可逆ひずみ軸速度 $\dot{\varepsilon}_v^{ir}$ の関数として表現すると、クリープ後に一定の軸ひずみ速度で載荷を再開した直後やひずみ速度を急変した後の軸差応力一軸ひずみ関係がよく表現される。したがって、接線ヤング率の変化もよく表される。

$$q = q(\varepsilon_v^{ir}, \dot{\varepsilon}_v^{ir}) \quad (\text{ii})$$

一方で、軸差応力 q を全軸ひずみ ε_v' と全軸ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_v'$ の関数とすると、

ひずみ速度の急変時に軸差応力一軸ひずみ関係が不連続になり適切なシミュレーションができない。

さらに、(ii)式は、クリープ載荷開始時のひずみ速度の影響を考慮したクリープひずみの時刻歴をもシミュレーションできる。これは従来の一般的な対数クリープ則ではシミュレーションできない。また(ii)式に、非可逆ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_v^{ir}$ が 0 のときに軸差応力一軸ひずみ関係を下限値の応力一ひずみ関係と定義すると、除荷過程における Creep Recovery を含む時間依存非線形特性をよく表現できる。

9.2 今後の課題

本研究により結論に述べたような点が明らかになった。が、当然のことながら堆積軟岩の破壊前変形特性に対して全般の理解には至っていない。最後に今後、特に必要と思われる課題を以下に挙げる。

- (i) 三次元変形特性
- (ii) 水との連成効果と境界値問題への応用
- (iii) セメンテーションの発達の原因と定量的評価
- (iv) 原位置拳動の荷重・変位・時間関係の測定精度

参考文献

- 1) 赤井浩一, 足立紀尚, 西好一(1978), “堆積軟岩(多孔質凝灰岩)の弾・塑性挙動”, 土木学会論文報告集, No.271, pp.83-95.
- 2) 赤井浩一, 足立紀尚, 西好一(1979), “堆積軟岩(多孔質凝灰岩)の時間依存特性と構成式”, 土木学会論文報告集, No.282, pp.75-87.
- 3) 足立紀尚, 小川豊和(1980), “堆積軟岩の力学特性と破壊基準”, 土木学会論文報告集, No.295, pp.55-63.
- 4) 足立紀尚, 岡二三生(1992), “軟岩のひずみ軟化型弾塑性構成式”, 土木学会論文報告集, No.445, III-18, pp.9-16.
- 5) Adachi, T., Oka, F., and Koike, M.(1999), “Time-dependent behaviour of soft rock and an elasto-viscoplastic constitutive model”, Proceedings of the 11th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp.117-120.
- 6) Aversa, S. (1991), “Mechanical behaviour of soft rocks: some remarks”, Proc. of Experimental Characterization and Modelling of Soils and Soft Rocks, Napoli, pp.191-224.
- 7) Ampadu, S. and Tatsuoka, F. (1993), “Effects of setting method on the behaviour of clays in triaxial compression from saturation to undrained shear”, Soils and Foundation, Vol. 33, No.2, pp.14-34.
- 8) 池見元宣, 谷和夫, 岡田哲実, 田中幸久(1998), “直径 35～500mm の軟岩供試体を用いた三軸圧縮試験”, 第 10 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.13-18.
- 9) 伊藤亮治, 渡辺浩平, 中野正文, 上野衛, 中下兼次(1994), “土丹層円筒掘削における計測と解析の比”, 第 9 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, ISRM, pp.593-598.
- 10) 和泉公比古, 萩原充信, 亀谷裕志(1996), “レインボーブリッジ基礎の変形挙動”, 土と基礎, Vol. 44, No. 11, pp.5-8.
- 11) ISRM(1983), “Suggested method for determining the strength of rock materials in triaxial compression, revised version”, Int. J. Rock Mech. Sci. and Geomech. Abstr., Vol.20, No.6, pp.283-290.
- 12) Iwan, W. D. (1967), “On a class of models for the yielding behaviour of continuous and composite systems”, Journal of Applied Mechanics (ASME), Vol. 34, pp.612-617.

- 13)応用地質株式会社 (1998), “浦賀水道地質調査(3P・4A・2P・1A)”.
- 14)岡本敏郎, 西好一, 松井家孝(1982), “泥岩の力学的特性に関する研究 その1
せん断特性”, 電力中央研究所報告.
- 15)岡本敏郎(1991), “堆積軟岩の変形・強度特性とその時間依存性”, 東北大学博士論文.
- 16)長田昌彦, 山辺正, 吉中龍之進, 浜野久美(1999), “熱収縮チューブ(HST)を利用した岩石のひずみ計測方法の検討”, 土木学会論文集, No.638, III-49, pp.217-226.
- 17)越智健三 (1994), ”大深度地下空洞の掘削と原位置挙動・原位置試験・室内試験による堆積軟岩の変形特性”, 東京大学博士論文.
- 18)越智健三, 壺内達也, 龍岡文夫 (1994), “空洞掘削と実験調査および線形逆解析による堆積軟岩の変形特性, 土木学会論文報告集, No.487, III-26, pp.177-186.
- 19)越智健三, 壺内達也, 中下兼次, 伊東亮治, 天野悟 (1997): “地盤材料の小ひずみでの非線形特性と地盤変形問題への適用, 6. ケースヒストリー(その2)”, 土と基礎, Vol.45, No.10, pp.53-58.
- 20)Kawasaki, S., Nishi, K. and Fujikawa, Y. (1993), “Mechanical properties of deep soft rock ground in the suburbs of Tokyo”, Geotechnical Engineering of Hard Soils- Soft Rocks (eds. Anagnostopoulos et al.), Balkema, Vol.1, pp.593-600.
- 21)川崎了, 中川加明一郎, 江藤芳武, 野崎明人, 小泉和弘(1998), “大深度堆積礫岩の力学特性—室内試験による礫岩コアの品質評価—”, 第 10 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.797-802.
- 22)金有性 (1992), “三軸圧縮試験による堆積軟岩の変形特性”, 東京大学博士論文.
- 23)Kim, Y. S., Tatsuoka, F. and Ochi, K.(1994), “Deformation characteristics at small strains of sedimentary soft rocks by triaxial compression tests”, Geotechnique, Vol.44, No.3, pp.461-478.
- 24)Griggs, D.(1939), “Creep of rocks”, Journal of Geology, Vol.47, No.3, pp.225-251.
- 25)Clayton, C. R. I., Gordon, M. A. and Matthews, M. C.(1994), “Measurement of stiffness of soils and weak rocks using small strain laboratory testing and field geophysics”, Proc. 1st Int. Symp. on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials (Shibuya et al., eds.), Vol.1, pp.229-234.

- 26)建設省関東地方建設局東京湾岸道路調査事務所, “東京湾口道路”.
- 27)建設省土木研究所(2000), “フィルダム軟岩基礎の変形性評価の高精度化”, 土木研究所資料, ダム部フィルダム研究室.
- 28)後藤貞雄, 高橋行成(1993), “LNG 地下式貯槽の建設における大深度掘削技術”, 土木学会論文集, No.469, III-23, pp.1-13.
- 29)Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y. S. and Sato, T. (1991), “A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory”, Soils and Foundation Vol.31, No.1, pp.169-180.
- 30)小島圭二(1972), “堆積物の固結過程とその工学的性質”, 施工技術, Vol.5, pp.32-42.
- 31)小島圭二(1979), “地質工学の方法”, 岩波講座地球科学 14(地球の資源/地表の開発), pp.223-246.
- 32)小高猛司, 早野公敏, 古閑潤一, 龍岡文夫, 壺内達也, 松本正士, 松下政史(1998), “堆積軟岩試料のサンプリングによる乱れの評価法”, 土と基礎, Vol. 46, No. 5, pp. 11-14.
- 33)木幡行宏, 金有性, 越智, 龍岡文夫(1992), “矩形供試体による堆積軟岩の微小ひずみにおける変形特性”, 第 24 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.226-230.
- 34)Kohata, Y., Tatsuoka, F., Mukabi, J. N. and Suzuki, M. (1995), “Effects of strain rate and drainage on deformation characteristics at small strains of geomaterials”, Proc. Earthquake Geotechnical Engineering”, IS Tokyo 95 (Ishihara eds.), Balkema, Vol.1. pp.151-156.
- 35)Kohata, Y., Tatsuoka, F., Wang, L., Jiang, G. L., Hoque, E. and Kodaka, T. (1997), “Modelling the non-linear deformation properties of stiff geomaterials”, Geotechnique, Vol.47, No.3, pp.563-580.
- 36)小松原徹, 青木裕之, 西川洋二(1992), “吹付けコンクリートおよびロックボルト工法による大規模円筒掘削の計測結果に関する一考察”, 土木学会第 24 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.331-335.
- 37)(財)エンジニアリング振興協会 (1997), “大深度地下空間開発技術の研究開発成果報告書”, 平成 8 年度産業科学技術研究開発事業新エネルギー・産業技術総合開発機構委託.
- 38)佐藤剛司, 王林, 早野公敏, 龍岡文夫 (1996), “高精度中圧三軸試験システム”, 第 31 回土質工学研究発表会講演集, pp.23-24.
- 39)佐藤正俊, 上田稔, 長谷部宣男, 近藤寛通(1997), “割れ目を有する硬質岩盤の微小ひずみ領域での変形性と波動伝播速度”, No.561, III-38, pp.75-88.

- 40) Santucci de Magistris, F., Koseki, J. Amaya, M. Hamaya, S., Sato, T. and Tatsuoka, F. (1999), "A triaxial testing system to evaluate stress-strain behaviour of soils for wide range of strain and strain rate," Geotechnical Testing Journal, Vol. 22, No.1, pp. 44-60.
- 41) Shibuya, S., Mitachi, T, Tanaka, H., Kawaguchi, T. and Lee, I. M.(1999) , "Measurement and Application of Quasi-elastic Properties in Geotechnical Site Characterization", Theme Lecture, Proc. of 11th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- 42) Jardine, R., Brookes, N. J. and Smith, P. R. (1985), "The use of electrical transducers for strain measurements in triaxial tests on weak rock", Technical note, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr., Vol.22, No.5, pp331-337.
- 43) Jardine, R. J. (1992), "Some observations on the kinematic nature of soil stiffness", Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.111-124.
- 44) Jiang, G. L., Tatsuoka, F., Flora, A. and Koseki, J. (1997), "Inherent and stress-state-induced anisotropy in very small strain stiffness of a sandy gravel", Geotechnique, Vol.47, No.3, pp.509-521.
- 45) 新城俊也(1980), "土質材料としての泥質堆積岩の力学特性に関する研究", 京都大学博士論文.
- 46) 新城俊也, 小宮康明(1984), "泥岩の異方弾性変形と強度特性", 土と基礎, Vol.32, No.11, pp.49-54.
- 47) Skempton, A. W. (1954), "The pore-pressure coefficients A and B", Geotechnique, Vol.4, pp.143-147.
- 48) Schofield, A. N. and Wroth, C. P. (1968), "Critical State Soil Mechanics", McGraw-Hill, London, 1968.
- 49) 鈴木正人(1994), "堆積軟岩の繰返しおよび単調載荷における変形特性", 東京大学修士論文.
- 50) Suklje, L. (1969), "Rheological aspects of soil mechanics", Wiley-Interscience, London.
- 51)(社)地盤工学会(2000), "第7編せん断試験, 第3章 土の三軸試験", 土質試験の方法と解説—第一回改訂版, pp.441-562.
- 52) 龍岡文夫, 軽部大蔵(1983), "土の構成式入門, 4. 力学挙動と経験式", 土と基礎, Vol.31, No.8.
- 53) Tatsuoka, F. and Shibuya, S. (1992), "Deformation characteristics of soil and rocks from field and laboratory tests", Keynote Lecture for Session 1,

- Proc. 9th Asia Regional Conference, Bangkok, Vol.2, pp.101-170.
- 54)龍岡文夫, 越智健三, 金有性, 木幡行宏 (1992), “堆積軟岩の非線形変形特性の調査・試験法”, 土と基礎, Vol.40, No.11, pp.7-12.
- 55)Tatsuoka, F. and Kim, Y. S.(1993), “Deformation of shear zone in sedimentary soft rock observed in triaxial compression”, Proc. Int. Workshop on Localisation and Bifurcation Theory for Soils and Rocks”, (Chambon, R. et. al.eds.), Balkema, pp.181-188.
- 56)龍岡文夫, 木幡行宏 (1994), “ベディングエラー”, 土と基礎, Vol. 42, No.9, pp.53-55.
- 57)龍岡文夫, 木幡行宏, 壺内達也, 村田健司, 王林(1995), “軟岩のロータリーコアサンプリングにおける試料の乱れ”, サンプリングに関するシンポジウム, 土質工学会, pp.15-22.
- 58)Tatsuoka, F. and Kohata, Y. (1995), “Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications”, Proc. of 1st Int. Symp. on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials (Shibuya et al. eds.), Balkema, Vo.2., pp.947-1063.
- 59)Tatsuoka, F., Kohata, Y., Ochi, K. and Tsubouchi, T.(1995), “Stiffness of softrocks in Tokyo Metropolitan area -from laboratory tests to full-scale behaviour-”, Proc. Int. Workshop on Rock Foundation (Yoshinaka and Kikuchi eds.), Balkema, pp.3-17.
- 60)Tatsuoka(1996), “A note on the use of a local gauge in consolidated undrained triaxial compression tests on sedimentary soft rock, Internal report.
- 61)Tatsuoka, F., Ochi, K., Tsubouchi, T., Kohata, Y. and Wang, L. (1997) “Sagamihara experimental underground excavation in sedimentary softrock”, Geotechnical Engineering, Thomas Telford, No.2.
- 62)龍岡文夫, 小高猛司, 王林, 早野公敏, 古関潤一 (1997a), “堆積軟岩の変形特性”, 土木学会論文報告集, No.561/III-38, pp.1-17.
- 63)龍岡文夫, 井上昭生, 武内俊昭, 田中達吉, 山本茂樹, 和泉公比古, 萩原充信, 亀谷裕志(1997b): “地盤材料の小ひずみでの非線形特性と地盤変形問題への適用, 6. ケースヒストリー(その1)”, 土と基礎, Vol.45, No.9, pp.43-48.
- 64)龍岡文夫(1999), “「圧密履歴を考慮した大深度堆積地盤の力学的特性に関する考察」(川崎了, 西好一, 岡本敏郎)への討議・回答, 土木学会論文集 No.624, III-47, pp.293-297.
- 65)Tatsuoka, F., Jardine, R.J., Lo Presti, D., Di Benedetto, H. and Kodaka, T.

- (1999a), "Characterising the Pre-Failure Deformation Properties of Geomaterials", Theme Lecture for the Plenary Session No.1, Proc. 14th Int. Conf. on SMFE, Hamburg, Rotterdam, Balkema, Vol. 4, pp.2129-2164.
- 66) Tatsuoka, F., Uchimura, T., Hayano, K., Di Benedetto, H., Koseki, J. and Siddiquee, M. S. A. (1999b), "Time-Dependent Deformation Characteristics of Stiff Geomaterials in Engineering Practice", Proc. of 2nd International Conference on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials", Torino.
- 67) Tatsuoka, F., Santucci de Magistris, F., Hayano, K., Momoya, Y. and Koseki, J. (2000a), Some New Aspects of Time Effects on the Stress-Strain Behaviour of Stiff Geomaterials", The Geotechnics of Hard Soils- Soft Rocks (Evangelista, A. and Picarelli, L. eds.), pp.1285-1372.
- 68) Tatsuoka, F., Koseki, J., Yoshimine, M., Yasufuku, N., Hatanaka, M., Furuta, I. and Uchida, K. (2000b): "Experiences in Japan on application of laboratory stress-strain testing of geomaterials to practical works", Progress Report on the Activities of Japanese Domestic Committee of TC29; Stress-Strain Testing of Geomaterials in the Laboratory, JGS, pp.37-83.
- 69) 谷和夫, 川崎了, 伊藤洋(1998), “ボーリング技術の高度化に関する研究—均質な堆積軟岩におけるサンプリングによる試料の乱れの評価—”, 電力中央研究所報告.
- 70) 谷泰弘(1980), “切削モデル実験による正面研削の研究”, 東京大学博士論文.
- 71) 地盤工学会(2000a), “岩のサンプリング方法検討委員会報告”, 軟岩と硬質土のロータリー式サンプリング技術と物性評価に関するシンポジウム発表論文集.
- 72) 地盤工学会(2000b), “土質試験の方法と解説, 第一回改訂版”.
- 73) 地盤工学会(2000c), “基礎の沈下予測と実測”, 地盤工学・実務シリーズ.
- 74) 壺内達也, 越智健三, 龍岡文夫 (1995), “空洞掘削による堆積軟岩の変形挙動に及ぼす諸要因, 第30回土質工学研究発表会, pp.1151-1154.
- 75) Demiris, C. A. (1987), "Investigation of boundary friction effects in polyaxial tests", Geotechnical Testing Journal, Vol.10, No.2, pp. 86-90.
- 76) 寺田賢二, 福井史朗, 真島正人, 玉置克之 (1997): “地盤材料の小ひずみでの非線形特性と地盤変形問題への適用, 6. ケースヒストリー(その3)”, 土と基礎, Vol.45, No.11, pp.49-54.

- 77) 東京都地下鉄建設株式会社, “地下鉄 12 号線”.
- 78) 土岐祥介, 三浦均也, 持田文宏(1980), “堆積軟岩の変形・強度異方性”, 第 25 回土質工学研究発表会発表講演集, 岡山, pp.1101-1104.
- 79) 土質工学会(1987), “堆積軟岩の工学的性質とその応用”.
- 80) 土木学会(1984), “軟岩—調査・設計・施工の基本と事例”.
- 81) 土木学会(1989), “材料特性の数理モデル入門～構成則主要後解説集～”.
- 82) 土木学会(1992), “軟岩評価—調査・設計・施工への適用”.
- 83) 富沢修次, 長谷川和男, 池内武文, 大西昇(1987), “東京港連絡橋の基礎地盤となる土丹の物性”, 土と基礎, Vol.35, No.3, pp.63-68.
- 84) Thompson, R. P., Newman, R. L. and Davis, P. D. (1993), “Advances in the in situ testing of weak mudstone”, Proc. 26th Annual Conf. Engng. Group of the Geological Society, Leeds, UK, pp.303-310.
- 85) Drucker, D. C., Gibson, R.E. and Henkel, D. J. (1957), “Soil mechanics and work-hardening theories of plasticity”, ASCE, Vol.22, pp.338-346.
- 86) 仲野良紀, 清水英良(1989), “珪藻土質泥岩の力学特性とフィルダム築造時の岩盤挙動”, 第 24 回土質工学研究発表会発表講演集, 東京, pp.1107-1108.
- 87) 西好一, 江刺靖行, 宇野晴彦(1982), “各種載荷条件下における泥岩の破壊ひずみ”, 第 40 回土木学会年次学術講演論文集, , No.3, pp.55-56.
- 88) 西好一, 岡本敏郎, 江刺靖行(1983), “各種載荷条件下における泥岩の強度・変形特性とその統一的解釈”, 土木学会論文報告集, No.338, pp.149-158.
- 89) Nishi, K., Ishiguro, T. and Kudo, K. (1989), “Dynamic Properties of Weathered Sedimentary Soft Rocks”, Soils and Foundations, Vol. 29, No.3, pp.67-82.
- 90) 西好一, 江刺靖行, 岡本敏郎(1993), “圧縮空気貯蔵のための大深度軟岩地盤の力学特性の解明—不攪乱試料を用いた室内試験による物性評価—”, 電力中央研究所報告(研究報告 U93021).
- 91) Hashiguchi (2000), “Fundamentals in constitutive equation: continuity and smoothness conditions and loading criterion”, Soils and Foundations, Vol.40, No.4, pp.155-161.
- 92) Hashiguchi, K. and Okayasu, T. (2000), “Time-dependent elasto-plastic constitutive equation based on the subloading surface model and its application to soils”, Soils and Foundations, Vol.40, No.4, pp.19-36.
- 93) Patterson, M. S. (1978), “Experimental Rock Deformation: The Brittle Field”, Springer-Verlag, 荻野他訳「実験岩石力学」.
- 94) 早野公敏 (1996), “三軸試験による堆積軟岩の変形特性”, 東京大学修士論文.

- 95)早野公敏, 王林, 佐藤剛司, 龍岡文夫 (1996), “載荷速度が堆積軟岩の排水条件の応力・ひずみ関係に及ぼす影響について”, 土木学会第 51 回年次学術講演会概要集, 名古屋, 第 3 部(A), pp.674-675.
- 96)Hayano, K., Sato, T. and Tatsuoka, F. (1997), “Deformation characteristics of a sedimentary soft mudstone from triaxial compression tests using rectangular prism specimens”, Geotechnique, No.47, Vol. 3, pp. 439-450.
- 97)Hayano, K., Maeshiro, T., Tatsuoka, F., Sato, T., Wang, L. and Kodaka, T. (1999), “Shear banding in a sedimentary soft mudstone subjected to plane strain compression”, Geotechnical Testing Journal, No.1, Vol. 22, pp. 67-79.
- 98)Valanis, K. C. (1971), “Theory of Viscoplasticity without a Yield Surface”, Achieves of Mechanics, Vol.23, No.4.
- 99)Bishop, A. W. and Henkel, D. J. (1957), “The measurement of soil properties in the triaxial test”, London: Arnold, pp.124-127.
- 100) Bishop, A.W. and Wesley, L.D. (1975), “A Hydraulic Triaxial Apparatus for Controlled Stress Path Testing,” Geotechnique, Vol.25, No.4, pp.657-670.
- 101) Bishop, A. W. and Webb, D. L. (1975), “Undisturbed Samples of London Clay from the Ashford Common Shaft”, Geotechnique, Vol.15, No.1, pp.1-31.
- 102) Bieniawski, Z, T. (1968), “The effects of specimen size on compressive strength of coal”, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol.5, pp.325-335.
- 103) 平山信行, 斎藤英光, 佐藤充雄(1998), “軟岩の三軸圧縮試験におけるポアソン比測定方法の検討”, 岩の一軸および三軸圧縮試験の方法と結果の適用に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.125-130.
- 104) Brace, W, F. and Martin, R. J. (1968), “A test of the law of effective stress for crystalline rocks of low porosity”, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol.5, pp.415-426.
- 105) Bésuelle, P. and Desrues, J. (1998), “Internal instrumentation for strain measurements on soft rocks tested in an axisymmetric cell”, The Geotechnics of Hard Soils- Soft Rocks (Evangelista, A. and Picarelli, L. eds.), pp.45-48.
- 106) Perzyna, P. (1963), “The Constitutive Equations for Work-hardening.
- 107) Hoque, E., and Tatsuoka,F. (1998), “Anisotropy in the elastic

- deformation of materials”, Soils and Foundations, Vol.38, No.1, pp.163-179.
- 108) Hoshino, K. (1993), “Geological evolution from the soil to the rock : mechanical lithification and change of mechanical properties”, Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks (eds. Anagnostopoulos et al.), Balkema, Vol.1, pp.131-138.
- 109) Vaughn, P. R. (1997), “Some answers and some questions”, Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks, Balkema, Vol.3, pp.1741-1765.
- 110) 前川晴義, 宮北啓(1983), “珪藻質軟岩の力学的特性”, 土木学会論文報告集, No.295, pp.51-63.
- 111) 松本徳久, 尾芦直人, 池田隆(1983), “ダム基礎軟岩の調査と設計”, 土木研究所資料 1947 号, 建設省土木研究所.
- 112) 松本正士, 早野公敏, 佐藤剛司, 古関潤一, 龍岡文夫(1998), “堆積軟泥岩の変形挙動に及ぼす時間効果の影響”, 第 33 回地盤工学研究発表会講演集, pp.1199-1200.
- 113) Matsumoto, M, Hayano, K., Sato, T., Koseki, J and Tatsuoka, F. (1999), “Time effects on stress-strain properties at small strains of sedimentary soft mudstone,” Proc. 2nd International Symposium on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Vol.1, pp. 313-322.
- 114) 松本正士, 早野公敏, 龍岡文夫, 古関潤一(2000), “地下空洞掘削に伴う堆積軟岩地盤の長期変形”, 土と基礎, Vol. 48, No. 2, pp. 13-16.
- 115) 三上武子, 中山栄樹(2000), “試料の乱れが変形特性に与える影響の一考察”. 軟岩と硬質土のロータリー式サンプリング技術と物性評価に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.141-144.
- 116) Masing, G.(1926), “Eigespannungen und Verfestigung beim Messing”, Proc. 2nd IS on Applied Mechanics, Zurich, pp.332.
- 117) Mogi,K.(1966), “Some precise measurements of fracture strength of rocks under uniform compressive strength”, Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Vol.4, pp.41-55.
- 118) 満弘之, 西田和範, 板橋利昭, 石井洋一(1980), “軟岩のポアソン比測定方法とその結果について”, 第 15 回土質工学会研究発表会発表講演集, pp.1381-1384.
- 119) 水野直也, 仲村治郎, 渡辺浩平, 斎藤一郎, 西尾伸也(1998): “新第三紀常滑層地盤の変形特性”, 土木学会論文集, No.603, III-44, pp.179-190.

- 120) 水野直也, 仲村治朗, 斎藤一郎, 高野忠 (1998), “堆積軟岩の大規模掘削工事における地盤の変形特性と連壁に作用する側圧”, 土木学会論文集, No.595, VI-39, pp.1-15.
- 121) 南茂夫 (1986), “科学計測のための波形データ処理”, CQ 出版社.
- 122) 宮崎啓一 (1998), “都営 12 号線麻布工区開削工事における掘削低部地盤の変位計測結果”, 西松建設技術研究所資料.
- 123) 桃谷尚嗣, 石井高幸, 龍岡文夫 (1998), “正規圧密粘土における変形特性のひずみ速度依存性と非排水クリープの予測”, 第 33 回地盤工学研究発表会講演概要集, pp. 615-616.
- 124) Mroz, Z. (1967), “On the description of anisotropic workhardening”, Journal of Mechanics, Physics, and Solids, Vol.15, pp.163-175.
- 125) Mroz, Z., Norris, V. A. and Zienkiewicz (1979), “Application of an anisotropic hardening model in analysis of elasto-plastic deformation of soils”, Geotechnique, Vol.29, No.1, pp.1-34.
- 126) 山縣守, 岡田凌太, 那須清吾, 阿部求 (1993), “明石海峡大橋主塔基礎の地盤変位計測と解析(Monitoring and Analysis of Seabed-layer Deformation at the Akashi Kaikyo Bridge Tower Foundation)”, 土と基礎, Vol.41, No.2, pp.33-36.
- 127) Yamagata, M., Yamada, K., Nishigaki, Y. and Matsumura, S. (1995), “Creep characteristics of the Kobe Formation of Miocene in Tertiary period”, Rock Foundation (Yoshinaka, R. and Kikuchi, K. eds.), pp.127-132.
- 128) Yamaguchi, Y., Yoshida, H. and Okabe N. (1999), “Evaluation of nonlinear deformability of soft rock foundation for dams”, Proc. of Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials (Jamiolkowski et al., eds.), Balkema, pp.819-826.
- 129) 山田恭央(1979), “三次元応力状態におけるゆるい砂の変形特性”, 東京大学博士論文.
- 130) 山富二郎, 茂木源人(1991), “岩石の時間依存性力学モデルの提案”, 資源・素材(秋季大会), pp.13-16.
- 131) 吉中龍之進, 山辺正(1980), “べき関数破壊基準の岩石・岩盤の適用性”, 第 35 回土木学会年次講演集, pp.16-17.
- 132) Yoshinaka, R. and Yamabe, T.(1980), “Strength Criterion of Rocks”, Soils and Foundations, Vol.20, No.4, pp.113-126.
- 133) Yoshinaka, R. and Yamabe, T.(1981), “Deformation behaviour of soft

- rocks”, Proc. of Int. Symposium on Weak Rock, Tokyo, Balkema(Akai et al eds.), Vol.1, pp.87-92.
- 134) Lagioia, R., Burland, J. B. and Delage, P. (1998), “Pre-yield behaviour of the Gravina calcarenite at small strains”, The Geotechnics of Hard Soils- Soft Rocks (Evangelista, A. and Picarelli, L. eds.), pp.629-636.
- 135) Ladanyi, B. (1970), “A test of the law of effective stress for crystalline rocks of low porosity (Brace and Martin, 1968)”, Discussion, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol.7, pp.123-124.
- 136) Lo Presti, D. C. F., Barla, M., Barla, G., Pallara, O., Plescia, A. and Grigore, A.(1998), “Development and use of a triaxial cell for soft rocks”, The Geotechnics of Hard Soils- Soft Rocks (Evangelista, A. and Picarelli, L. eds.), pp.259-265.
- 137) 渡辺浩平, 川崎廣貴, 傅田篤, 中沢亨(1989), ”第三紀堆積泥岩の異方性に関する研究”, 第 24 回土質工学研究発表会, pp.1079-1080.
- 138) 王林(1996), “三軸圧縮試験による堆積軟岩の原位置変形特性に関する研究”, 東京大学博士論文.
- 139) 王林, 龍岡文夫, 越智健三, 壺内達也(1996), “堆積軟岩(泥岩)のセメントーションの損傷について”, 土木学会第 51 回年次学術講演会(名古屋), 第Ⅲ部, pp.684-685.

謝辞

本論文は、筆者が平成6年4月～平成13年2月までに東京大学大学院工学系研究科社会基盤工学専攻修士・博士課程および東京大学生産技術研究所助手として在籍していたときの研究内容をまとめたものです。この間に多くの方々からご指導・ご鞭撻、またご助力頂きました。深く御礼申し上げます。

特に東京大学工学部教授・龍岡文夫先生には終始一貫して研究内容にご指導賜っただけではなく、広く学問における現象の観察方法、追求する姿勢もご教授頂きました。またご多忙の最中、本研究に関連する投稿論文を何度も推敲して頂きました。厚く御礼申し上げます。

東京大学工学部教授・東畠郁生先生、同・堀井秀之先生、東京大学生産技術研究所助教授・古関潤一先生、東京大学工学部講師・桑野玲子先生には貴重かつ建設的な御意見を頂きました。また研究内容に関連し、現状の工学的・科学的な課題を深く考察する姿勢も教えて頂き、有難うございました。

室蘭工業大学助教授・木幡行宏先生、京都大学助教授・小高猛司先生には、当時、東京大学生産技術研究所助手として、実際に行動に移す方法をいろいろと教えて頂きました。

西松建設(株)技術研究所・宮崎啓一氏には試料の採取で大変お世話になり、また地盤構成・原位置挙動をいろいろと教えて頂きました。(株)ノム・松本正士氏、川崎地質(株)・吉泉直樹氏、同・高橋輝氏には試験方法や試験手順でいろいろと相談に載って頂きました。

古関潤一先生をはじめ、東京大学生産技術研究所助手・佐藤剛司氏、同技官・鳥光道枝氏には、筆者が勤務していますので日常からお世話になりました。本論文の三主応力制御試験とその結果に関する部分は古関潤一先生の着眼に、また試験装置に関する部分は佐藤剛司氏の発想による部分が多いのです。

最後に私の無謀な要望や厳しい態度に我慢強く接してくれた、研究室の諸先輩・後輩の皆様に謝意を表します。

平成13年2月
早野 公敏